



Fábio André Vaz Gonçalves

Licenciado em Ciências de Engenharia

Comportamento Dinâmico de um Modelo Simples Solo-Estrutura

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Prof. Dra. Teresa Santana, FCT-UNL
Co-orientador: Prof. Dr. Corneliu Cismaşiu, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Dr. Rodrigo de Moura Gonçalves
Arguente: Prof. Dra. Zuzana Dimitrovová
Vogais: Prof. Dra. Teresa Santana
Prof. Dr. Corneliu Cismaşiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro de 2012

“Copyright” Fábio André Vaz Gonçalves, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Apesar de uma dissertação ser, pela sua finalidade académica, um trabalho individual, há contributos de natureza diversa que têm que ser distinguidos. Por esta razão, pretendo expressar aqui os meus sinceros agradecimentos:

À Professora Doutora Teresa Santana, minha orientadora, pela oportunidade, pelo acompanhamento do trabalho, pela disponibilidade, pela paciência e pela sabedoria e motivação que sempre me fomentou.

Ao Professor Doutor Corneliu Cismaşiu, meu co-orientador, pela disponibilidade, pelo rigor científico, pela paciência, pelos conhecimentos transmitidos e pelas suas sugestões.

Ao Professor Doutor José Nuno Varandas pelo fornecimento de material, da sua autoria, essencial para o desenvolvimento do estudo prático desta dissertação.

Ao senhor Gaspar pela ajuda prestada na montagem do modelo de solo.

Ao Jorge pelo fornecimento de equipamento necessário à montagem dos modelos reduzidos.

Aos meus pais, pelo sacrifício, pelo apoio, pelos conselhos e pelo carinho que sempre me transmitiram. À minha irmã pelo seu grande apoio e carinho nesta fase. À restante família que sempre me apoiaram.

A todos os colegas da faculdade que me foram próximos durante a estadia na FCT, pelos bons e menos bons momentos que partilhamos e que de onde resultaram seguramente grandes amizades.

Resumo

O comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas depende de características como a massa, a rigidez dos vários elementos e da capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura apoiada num solo depende das propriedades dinâmicas dos dois sistemas. A resposta do sistema é influenciada pelos efeitos de interação solo-estrutura.

Nesta dissertação estudou-se um modelo físico do solo feito a partir de placas de acrílico e de espuma de polietileno. O modelo físico do solo é considerado um sistema de um grau de liberdade (1GDL). Foi-lhe acoplado uma estrutura de um grau de liberdade (1GDL). O modelo físico solo-estrutura possibilitará observar efeitos da interação solo-estrutura. Submeteram-se os modelos a aumentos de rigidez para observar as consequências no comportamento dinâmico do sistema. As várias configurações experimentais, elaboradas a partir do modelo do solo e da estrutura, desacoplados e acoplados, são sujeitos às mesmas excitações na base através de uma mesa sísmica educacional e registam-se as acelerações ao nível de cada grau de liberdade. Por análise das acelerações, determinaram-se as frequências naturais, o coeficiente de amortecimento e fazem-se comparações em termos de acelerações absolutas e relativas para as várias configurações.

Finalmente, foi elaborada uma análise numérica dos modelos para se fazerem comparações com os modelos experimentais, das respectivas características dinâmicas, das acelerações, velocidades e deslocamentos.

Palavras chave:

Interação Sísmica Solo-Estrutura

Interação Solo-Estrutura

Modelo Educacional

Mesa Sísmica

Abstract

The behavior of a structure subjected to dynamic loads depends on characteristics such as mass, stiffness of the various elements, and the energy dissipation capacity. The dynamic response of the structure supported by a soil depends on the dynamic properties of the two systems. The system response is influenced by the effects of soil-structure interaction.

In this dissertation it was studied a physical soil model, made from plaxiglass plates and polyethylene foam. The physical soil model is considered a system of single degree of freedom (SDOF). It has been attached a structure of single degree of freedom (SDOF). The physical soil-structure model allows observing soil structure interaction effects. Models underwent increases stiffness to observe the effects on the dynamic behavior of the system. The various experimental settings, drawn from the model soil and structure, coupled and uncoupled, are subject to the same excitations at the base through an educational shaking table and record the accelerations at each degree of freedom. From accelerations analysis natural frequency and damping coefficients were determined and comparisons were made in terms of accelerations and relativity to the various configurations.

Finally, it was elaborated a numerical analysis of models to make comparisons with experimental models, their dynamic characteristics, accelerations, velocities and displacements.

Keywords:

Seismic Soil-Structure Interaction
Soil-Structure Interaction
Educational Model
Shake Table

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xix
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxi
1 Introdução	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objectivos e Enquadramento	3
1.3 Organização da dissertação	3
2 Introdução Teórica	5
2.1 Considerações Gerais	5
2.2 Actividade Sísmica em Portugal	5
2.3 A acção sísmica e a regulamentação	6
2.4 Comportamento dos solos	8
2.5 Considerações Finais	10
3 Interacção Sísmica Solo-Estrutura	11
3.1 Descrição Geral	11
3.2 Abordagens Experimentais	15
3.2.1 Estudos à escala real e o caso do Hollywood Storage Building . . .	15
3.2.2 Modelos de grande escala	16
3.2.3 Modelos reduzidos e os ensaios em simuladores	18
3.2.4 Ensaios em mesa sísmica	19
3.2.5 Modelos Reduzidos Simples	23
4 Modelo Educacional do UCIST	25
4.1 Considerações gerais	25
4.2 Apresentação do conjunto de hipóteses simplificativas	26

4.2.1	Propagação vertical das ondas	26
4.2.2	Aproximação linear	26
4.3	Aspectos da análise experimental	27
4.3.1	Determinação da frequência fundamental	27
4.3.2	Determinação experimental do coeficiente de amortecimento	28
4.4	Desenvolvimento Experimental	30
4.4.1	Modelo físico da estrutura	30
4.4.2	Modelo físico do solo	30
4.4.3	Procedimento experimental	30
4.4.4	Resultados experimentais e cálculos	32
4.5	Observações	35
4.6	Conclusões	37
5	Programa Experimental	39
5.1	Considerações	39
5.2	Equipamento laboratorial	40
5.3	Apresentação e concepção dos modelos físicos	43
5.3.1	Modelo físico da estrutura	43
5.3.2	Modelo físico do solo	45
5.3.3	Aumento da rigidez dos modelos físicos	47
5.3.4	Configuração solo-estrutura	51
5.4	Procedimento Experimental	52
5.5	Resultados experimentais	54
5.5.1	Frequência fundamental das várias configurações	54
5.5.2	Amortecimento	64
5.5.3	Comparação de Acelerações	68
5.6	Conclusões	70
6	Análise numérica	71
6.1	Introdução	71
6.2	Modelos	71
6.2.1	Configuração E	71
6.2.2	Configuração E2 e E4	73
6.2.3	Modelos de Solo - configuração S1 e S2	84
6.3	Modelos Solo-Estrutura	86
6.4	Acções	86
6.5	Resultados	89
6.5.1	Frequências e respectivos modos de vibração	89
6.5.2	Modelação do Amortecimento	92
6.5.3	Acelerações, Velocidades e Deslocamentos	92
6.6	Considerações Finais	103
7	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	105
7.1	Considerações Finais	105
7.2	Desenvolvimentos Futuros	106
	Bibliografia	107

A	Ilustração de pormenores das várias configurações experimentais	117
B	Registo de Acelerações	125
C	Dados de comparação entre análise numérica e experimental	137

Índice de Figuras

2.1	Comportamento do solo para diferentes níveis de distorção e métodos aplicáveis [40].	9
2.2	Curvas de relação entre a distorção e G/G_0 e ξ , adaptado de [109], [87]. .	10
2.3	Comportamento dos solos sob acções de corte cíclicas, adaptado de [109], [87].	10
3.1	Esquematisação das diferentes amplitudes nos movimentos das partículas na interface da base solo-fundação.	12
3.2	Fundação rígida enterrada e os diferentes deslocamentos em profundidade, onde $u_A > u_B$	13
3.3	As forças de corte que se desenvolvem na base da estrutura provocam a translação da estrutura, e no caso de estadas surgem deformações ao longo do seu eixo longitudinal.	14
3.4	O momento basal provoca rotação da estrutura e por fim deformações no solo de fundação.	14
3.5	Vista Sudeste do edifício <i>Hollywood Storage Building</i>	15
3.6	Esquema dos Alçados e Planta do “ <i>Hollywood Storage Building</i> ” em meados de 1950. Localização dos acelerógrafos no topo e na cave do edifício e um terceiro colocado a 28 metros a oeste do edifício. Adaptado de [98].	16
3.7	Estrutura de GVDA [97]	17
3.8	Planta ao nível da fundação e Alçado com respectiva localização de aparelhos de medição. Adaptado de [97].	18
3.9	Centrifugadora Geotécnica do LNEC, Acutronic modelo 661 com a capacidade de 40-g e um raio de 1,80 metros [2].	19
3.10	Esquema da solução adoptada na Universidade de Princeton com recurso ao Duxseal [111].	20
3.11	Mesas sísmicas	21
3.12	Cilindro de parede flexível com solo, instalado numa plataforma sísmica. .	21
3.13	Esquemas do modelo à escala reduzida, adaptado de [62].	22
3.14	Fases de teste do modelo à escala reduzida, adaptado de [62].	22
4.1	Camada de solo elástico sobre estrato rochoso, adaptado de [48].	26
4.2	Conjunto de simplificações adoptadas pelo UCIST, adaptado de [8].	27
4.3	Regime livre para um sistema subamortecido [74].	28
4.4	Curva dos deslocamentos máximos e do deslocamento nos pontos de tangencia, adaptado de [74].	29

4.5	Modelo físico do solo com representação das dimensões, adaptado de [8].	31
4.6	Modelo físico do solo instalado na mesa sísmica, adaptado de [8].	31
4.7	Configurações dos modelos experimentados, adaptado de [8].	32
4.8	Análise dos resultados obtidos pela configuração A [8].	33
4.9	Análise dos resultados obtidos pelo modelo físico do solo [8].	33
4.10	Resposta dos modelos em regime livre [8].	34
4.11	Acelerações no domínio do tempo e da frequência do sismo El Centro [8].	34
4.12	Acelerações no domínio do tempo e da frequência do sismo El Centro ao nível da superfície do terreno [8].	35
4.13	Registo de acelerações absolutas das configurações A e B [8].	36
4.14	Registo de acelerações relativas das configurações A e B [8].	36
5.1	Acelerómetro utilizado durante os ensaios.	41
5.2	Esquema da distribuição de informação trocada entre os vários dispositivos de apoio à mesa sísmica.	41
5.3	Ligação rígida estabelecida entre a plataforma de apoio e a mesa sísmica.	42
5.4	Modelo reduzido da estrutura em pórtico de 1GDL.	43
5.5	Ligação entre o modelo estrutural e a mesa sísmica.	44
5.6	Modelo matemático adoptado para a estrutura.	44
5.7	Mecanismo utilizado para a concepção do modelo reduzido do solo.	45
5.8	Cilindro de espuma de polietileno onde é possível visualizar a fita adesiva.	46
5.9	Instalação do cilindro de espuma no interior do mecanismo.	46
5.10	Modelo físico de solo instalado na plataforma da mesa sísmica.	47
5.11	Esticador de cabos composto por uma zona central e por dois olhais que se podem aparafusar.	48
5.12	Modo de ligação do cabo à cantoneira, por intermédio de anilhas, parafuso e porca.	48
5.13	Esquema representativo da montagem do cabo de contraventamento do modelo estrutural.	49
5.14	Modelos estruturais contraventados.	49
5.15	Modelo de solo com dois cilindros de espuma de polietileno.	50
5.16	Ligação rígida entre a base do pórtico e o modelo do solo.	51
5.17	Modelo matemático do sistema solo-estrutura.	51
5.18	Registo de acelerações captadas durante a solicitação do modelo físico estrutural.	54
5.19	Gráfico da amplitude espectral de Fourier do modelo E, obtido a partir das acelerações observadas no 1º piso do modelo.	55
5.20	Função de transferência do modelo do pórtico.	55
5.21	Funções de transferência de E2 e E4.	56
5.22	Acelerações no domínio do tempo e da frequência dos sismos de Kobe e Northridge.	57
5.23	Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Kobe para a configuração S1.	58
5.24	Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Northridge para a configuração S1.	58
5.25	Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Kobe para a configuração S2.	59

5.26	Acerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Northridge para a configuração S2.	59
5.27	Espectro da amplitude de Fourier, da configuração S1 e S2.	59
5.28	Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos ES1 e ES2.	60
5.29	Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos E2S1, E2S2, E4S1 e E4S2.	61
5.30	Gráfico de barras da frequências próprias correspondente a cada modelo estrutural.	62
5.31	Respostas dos modelos em regime livre.	66
5.32	Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos E, E2, E4.	67
6.1	Dimensões do pórtico.	72
6.2	Modelação em elementos finitos do modelo E.	73
6.3	Localização dos pontos de aplicação das massas concentradas.	74
6.4	Geometria do modelo de cabo de exemplo.	74
6.5	Geometria do modelo de cabo de exemplo.	76
6.6	Modos de vibração do cabo obtidos por via numérica.	77
6.7	Geometria do modelo de cabo de exemplo.	77
6.8	Modos de vibração do cabo com elemento rígido obtidos por via numérica.	78
6.9	Geometria do modelo de cabo de exemplo.	78
6.10	Modos de vibração do cabo com elemento rígido obtidos por via numérica.	79
6.11	Esquematização da disposição dos cabos de contravantamento do pórtico.	81
6.12	Localização das restrições no modelo E2.	81
6.13	Localização da instalação das massas.	81
6.14	Localização das restrições no modelo E4.	82
6.15	Localização das restrições no modelo E4.	83
6.16	Modelo E2 e E4.	83
6.17	Representação da simplificação elaborada para se determinar a respectiva massa deslocada do modelo coluna de solo.	84
6.18	Esquema representativo do modo como foi determinada a massa m_1	85
6.19	Configurações ES1 e ES2.	87
6.20	Modelos cuja estrutura é rigidificada com cabos e apoiada em solo.	87
6.21	Acerações no domínio do tempo e da frequência dos sismos de Kobe e Northridge.	88
6.22	Registo de acerações do modelo E, submetido ao sismo de Northridge.	93
6.23	Registo de velocidades ao longo do tempo.	93
6.24	Registo de deslocamentos ao longo do tempo.	94
6.25	Magnitude do filtro de 1ª ordem em função da frequência.	94
6.26	Magnitude dos filtros de 1ª à 5ª ordem em função da frequência.	95
6.27	Respostas do modelo E por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	96
6.28	Respostas do modelo E obtidas pela via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	97
6.29	Respostas do modelo ES1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	99
6.30	Respostas do modelo ES1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	100

6.31	Respostas do modelo ES2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	101
6.32	Respostas do modelo ES2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	102
A.1	Vista sobre o modelo estrutural instalado na mesa sísmica - configuração E.	117
A.2	Tipo de dobradiças utilizadas.	118
A.3	Eixo das dobradiças alinhado num dos cantos do mecanismo.	118
A.4	Vista sobre o mecanismo, montado com recurso a painéis de acrílico interligados por dobradiças metálicas.	119
A.5	Instalação do modelo físico de solo na plataforma da mesa sísmica.	119
A.6	Pormenores da configuração ES1.	120
A.7	Modelo do pórtico com cabos de contraventamento.	121
A.8	Configuração S2 - com dois cilindros de espuma no interior do mecanismo.	122
A.9	Configuração que resulta da ligação entre o portico contaventado com 2 cabos apoiados nos modelos de solo.	122
A.10	Configuração resultante da ligação entre o pórtico contaventado com 4 cabos apoiados nos modelos de solo.	123
A.11	Modelo de solo com dois cilindros de espuma de polietileno - Configuração S2.	123
B.1	Acelerações relativas das configurações E, ES1 e ES2 - sismo de Kobe.	125
B.2	Acelerações absolutas das configurações E, ES1, ES2, devido ao sismo de Kobe.	126
B.3	Acelerações absolutas das configurações E, ES1, ES2, devido ao sismo de Northridge.	127
B.4	Acelerações relativas das configurações E, ES1 e ES2 - sismo de Northridge.	128
B.5	Acelerações absolutas das configurações E2, E2S1, E2S2, devido ao sismo de Kobe.	129
B.6	Acelerações relativas das configurações E2, E2S1 e E2S2 - sismo de Kobe.	130
B.7	Acelerações absolutas das configurações E2, E2S1, E2S2, devido ao sismo de Northridge.	131
B.8	Acelerações relativas das configurações E2, E2S1 e E2S2 - sismo de Northridge.	132
B.9	Acelerações absolutas das configurações E4, E4S1, E4S2, devido ao sismo de Kobe.	133
B.10	Acelerações relativas das configurações E4, E4S1 e E4S2 - sismo de Kobe.	134
B.11	Acelerações absolutas das configurações E4, E4S1, E4S2, devido ao sismo de Northridge.	135
B.12	Acelerações relativas das configurações E4, E4S1 e E4S2 - sismo de Northridge.	136
C.1	Respostas da configuração E2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	138
C.2	Respostas da configuração E2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	139

C.3	Respostas da configuração E2S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	140
C.4	Respostas da configuração E2S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	141
C.5	Respostas da configuração E2S2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	142
C.6	Respostas da configuração E2S2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	143
C.7	Respostas da configuração E4 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	144
C.8	Respostas da configuração E4 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	145
C.9	Respostas da configuração E4S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.	146
C.10	Respostas da configuração E4S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.	147

Índice de Tabelas

2.1	Sismos de elevada intensidade que afectaram o território nacional [22]. . . .	6
5.1	Características da mesa sísmica da Quanser® [80]	40
5.2	Dimensões dos elementos estruturais do pórtico	43
5.3	Massa dos componentes da estrutura	44
5.4	Valores das massas dos componentes dos dois modelos de solo.	47
5.5	Valores da massa dos cilindros de espuma de polietileno utilizadas no modelo de solo.	50
5.6	Configurações dos modelos físicos instalados na mesa sísmica.	53
5.7	Síntese das frequências próprias de cada modelo.	62
5.8	Coeficientes de Amortecimento das respectivas configurações	64
5.9	Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Kobe.	68
5.10	Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Northridge.	68
5.11	Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Kobe.	69
5.12	Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Northridge.	69
6.1	Propriedades dos materiais definidos no SAP2000®.	72
6.2	Dimensões das secções dos elementos estruturais.	72
6.3	Valores das massas concentradas aplicadas no modelo.	73
6.4	Frequências dos primeiros 4 modos de vibração do cabo.	75
6.5	Propriedades físicas do fio de nylon.	80
6.6	Peso Volúmico dos esticadores utilizados no modelo E2.	80
6.7	Massas colocadas nos pontos discriminados na Figura 6.11.	82
6.8	Comprimento Relativo dos cabos do modelo E2.	82
6.9	Comprimento relativo dos cabos do modelo E4.	82
6.10	Peso volúmico a considerar para cada esticador de cabos utilizados no modelo E4.	83
6.11	Modos de vibração dos modelos de base encastrada.	89
6.12	Modos de vibração dos modelos de base de solo.	90
6.13	Frequência natural de cada modelo obtido por via computacional.	91

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

- EC8 - Eurocódigo 8 [16]

Siglas

APU - Amplificador de Potência Universal

FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia

FFT - *Fast Fourier Transform*

ISSE - Interação Sísmica Solo-Estrutura

ISE - Interação Solo-Estrutura

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MAD - Módulo de Aquisição de Dados

NEES - *National Network for Earthquake Engineering Simulation*

SAP2000 - *Structural Analysis Program*

UCIST - *University Consortium on Instructional Shake Tables*

UNL - Universidade Nova de Lisboa

OCR - Grau de sobreconsolidação

Símbolos

\ddot{u} aceleração

ϕ ângulo de fase

ξ factor de amortecimento

ξ_s factor de amortecimento do solo

ξ_e factor de amortecimento da estrutura

- c_s coeficiente de amortecimento do solo
- c_e coeficiente de amortecimento da estrutura
- γ_t^v distorção limite sem variações volumétricas
- γ_t^e distorção linear limite
- γ_c distorção do solo
- u deslocamento
- δ decremento logarítmico
- G módulo de rigidez ao corte
- G_0 módulo de rigidez ao corte máximo
- f frequência herteziana
- ω_D frequência angular amortecida
- IP índice de plasticidade
- m massa
- G_s módulo de distorção secante
- M_e massa do modelo matemático da estrutura
- m_1 massa do modelo físico de solo do cilindro 1
- m_2 massa do modelo físico de solo do cilindro 2
- c_1 coeficiente de amortecimento do modelo de solo 1
- c_2 coeficiente de amortecimento do modelo de solo 2
- M_s massa do modelo matemático do solo
- N número de ciclos
- k_e rigidez do modelo matemático da estrutura
- k_s rigidez do modelo matemático do solo
- T período
- σ tensão no cabo
- η coeficiente de amortecimento

Capítulo 1

Introdução

1.1 Generalidades

O desempenho de uma estrutura, submetida a deslocamentos basais causados por acções sísmicas, depende da sua resistência, do sistema e configuração estrutural adoptados, bem como das ligações estabelecidas entre os diferentes elementos estruturais. O comportamento da estrutura é influenciado pelo meio geotécnico em que está fundada. A ousadia de construir infra-estruturas em solos que, por vezes, não reúnem as melhores condições para fundar uma determinada estrutura requer análises de comportamento dinâmico do sistema superestrutura - elementos de fundação - maciço de solo.

Durante a passagem das ondas sísmicas pelo sistema solo-estrutura ocorre um fenómeno denominado Interação Solo-Estrutura (ISE) ou, mais concretamente, Interação Sísmica Solo-Estrutura (ISSE). Este fenómeno consiste na dispersão das ondas incidentes no sistema de fundação, na transferência de energia da onda para a estrutura e na radiação da energia de vibração estrutural de volta ao solo. Durante este processo, o movimento do solo modifica-se em relação ao movimento do solo em campo livre, isto é, na ausência da estrutura.

A interação solo-estrutura é um conjunto de fenómenos - de vibração - que originam modificações na resposta da estrutura devido à flexibilidade dos solos de fundação [99]. A resposta dos solos é modificada pela presença da(s) estrutura(s).

A complexidade destes eventos são difíceis de representar matematicamente [98] e como tal recorre-se à modelação física. O recurso aos modelos físicos pelos engenheiros remonta há vários séculos. Os primeiros modelos desempenhavam a função de apoiar o planeamento e a construção de estruturas, não tendo qualquer utilidade na previsão de deformações e tensões dos protótipos. Esses modelos reduzidos não eram semelhantes aos modelos estruturais utilizados hoje em dia.

A maioria dos modelos utilizados na previsão do comportamento estrutural exige a medição de tensões, deformações e solicitações. A evolução da modelação física, enquanto ferramenta experimental, foi influenciada pelo desenvolvimento da instrumentação e das técnicas de análise que só foram possíveis no início do século passado. Contudo, as mais diversas técnicas de modelação foram marcadas pelas grandes obras dos anos 50 que se observaram um pouco por todo o mundo [34].

As décadas de 60 e 70 ficaram marcadas pelo triunfo de poderosos computadores digitais bem como o desenvolvimento dos métodos computacionais - especialmente

os elementos finitos. Estes dois aliados, impulsionaram a investigação da ISSE, com especial ênfase os métodos analíticos até então utilizados. Nessas décadas desenvolveram-se softwares sofisticados que marcam a indústria da energia nuclear. Apesar do desenvolvimento destes softwares, alguns deles começaram a ser utilizados por técnicos que não tinham conhecimento adequado das suposições subjacentes, resultando numa situação indesejável. De forma a contornar este problema estimulou-se a investigação com métodos experimentais e verificações laboratoriais contribuindo o desenvolvimento dos conhecimentos da ISSE e, para além disso, foi permitido verificar a exactidão de modelos numéricos existentes até então.

Apesar da existência de métodos versáteis e precisos de análise deste fenómeno, destaca-se a utilidade de métodos simples de análise pelas seguintes razões: (a) facultam uma aproximação preliminar para um problema complexo; (b) possibilitam a detecção de características essenciais do fenómeno mais rapidamente que a solução do problema complexo o possibilita; (c) permitem o isolamento de parâmetros importantes que governam o comportamento do sistema, mais rapidamente e eficazmente do que recorrendo a abordagens mais complexas - softwares de elementos finitos [81]; (d) auxiliam a concepção de modelos mais complexos.

As simplificações de um problema complexo são normalmente condicionadas pelo grau de rigorosidade e de aproximação que se deseja atingir. Uma das simplificações passa pela escolha da dimensão: bidimensional ou tridimensional. Idealmente, o fenómeno de interacção solo-estrutura deve ser modelado no espaço tridimensional. Contudo, são as abordagens bidimensionais, para modelos planos de deformação do solo que se assumem mais económicos e simples [54]. As análises bidimensionais podem possibilitar aproximações aceitáveis dependendo do fenómeno abordado. Neste caso, a interacção solo-estrutura, por ser um fenómeno complexo sofre idealizações, para fins de análise, que exigem o desprezo de um conjunto de factores que só faziam sentido numa análise tridimensional.

Existem vários métodos de análise experimental em dinâmica de estruturas. Estes são convenientemente escolhidos de acordo com o comportamento que se pretende observar. Distinguem-se o comportamento em regime linear e em regime não linear. Por simplicidade, nesta dissertação, adoptou-se uma análise do tipo linear. Os solos e as estruturas exibem um comportamento não linear significativo durante moderadas e fortes vibrações e a esse facto estão-lhes associadas mudanças no amortecimento. Neste estudo são desprezados os efeitos das variações das propriedades dinâmicas do solo que ocorrem com o nível de distorção. Adoptaram-se técnicas de análise linear na análise experimental. Contudo, durante a modelação numérica, as configurações que tivessem cabos de contraventamento, submetem-se a uma análise não linear.

É nos ensaios de mesa sísmica que se conseguem desenvolver modelos completos, à escala real ou reduzida, sujeitos a movimentos impostos na base de acordo com acelerograma natural ou artificial. Este tipo de ensaios constitui um método simples de gerar sismos conhecidos e para além disso assume-se como um método esclarecedor do comportamento sísmico de estruturas completas, porém quando se estuda o fenómeno de interacção solo-estrutura, para além da estrutura, é necessário considerar o solo. O solo considera-se, por simplicidade, como um meio semi-infinito e surgem dificuldades na sua modelação física com a representação do espaço semi-infinito.

1.2 Objectivos e Enquadramento

Nesta dissertação pretende-se desenvolver e estudar o comportamento dinâmico de um modelo simples que simulasse a interacção sísmica solo-estrutura. O modelo físico estudado foi, originalmente, desenvolvido pela “*University Consortium on Instructional Shake Tables*” (UCIST) ¹ a qual é uma instituição educativa desenvolvida em parceria com o “*National Network for Earthquake Engineering Simulation*” (NEES) ². O UCIST recorre a simplificações para modelação do solo de forma a possibilitar aos estudantes uma familiarização com o fenómeno da interacção solo-estrutura. Apesar desse modelo físico ter sofrido algumas modificações no decorrer desta dissertação, não é de mais de realçar a importância que constituiu como base e desenvolvimento deste estudo.

Esta dissertação tem como objectivo estudar, numa via experimental, um modelo físico do solo construído com base no sugerido pelo UCIST. Este modelo é ligado a um modelo físico estrutural constituindo um sistema solo-estrutura. Submetem-se os modelos físicos a ensaios de vibração com recurso a mesa sísmica educacional e através de análise experimental das acelerações registadas determinam-se propriedades dinâmicas do modelo. Faz-se uma modelação numérica para comparar com os modelos físicos, em termos de resposta em acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto onde se localiza o acelerómetro ao nível do primeiro piso do pórtico.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação intitula-se “Comportamento Dinâmico de um Modelo Simples Solo-Estrutura” e é composta por sete capítulos.

Neste primeiro capítulo procede-se a uma apresentação geral sobre o fenómeno de interacção solo-estrutura e apresentam-se os objectivos e a organização da dissertação.

No segundo capítulo apresentam-se noções sobre a acção dinâmica e os sismos em Portugal bem como os efeitos dos sismos nos solos. Por fim, faz-se uma breve apresentação do comportamento solos sob acções cíclicas.

No terceiro capítulo apresenta-se o fenómeno da interacção solo-estrutura, bem como os métodos utilizados para o seu estudo. São apresentados modelos experimentais disponíveis para estudo do problema, onde se inserem os estudos em ambiente de laboratório e a apresentação de modelos simples experimentais.

No quarto capítulo apresenta-se o conjunto de simplificações que estão na base do modelo físico estudado nesta dissertação. Apresenta-se o modelo físico desenvolvido pelo UCIST bem como o procedimento experimental sugerido e ainda os resultados de alguns ensaios elaborados sobre duas configurações de modelos físicos reduzidos.

No quinto capítulo procede-se à apresentação do modelo desenvolvido, as opções assumidas durante o desenvolvimento do estudo. É neste capítulo que se apresenta a análise experimental sobre a mesa sísmica do modelo físico.

O sexto capítulo é dedicado à modelação computacional dos vários modelos, expondo-se as várias simplificações envolvidas nessa modelação e, por fim, apresentam-se

¹O UCIST foi fundado em 1999 com o propósito de desenvolver material didático facultando-o a universidades que têm à disposição mesas sísmicas para instrução dos seus alunos, permitindo uma familiarização com temas da dinâmica de estruturas [6].

²O NEES é um projecto de investigação Norte-Americano desenvolvido pela “*University of California at Santa Barbara*”, dedicando-se sobretudo a problemas de Engenharia Sísmica [3].

alguns resultados comparativos entre a modelação física e numérica.

No sétimo capítulo expõem-se as principais conclusões a que se chegaram e sugerem-se desenvolvimentos futuros a realizar para melhoramento do desempenho dinâmico do modelo, bem como alterações possíveis para aumentar a complexidade do modelo.

Capítulo 2

Introdução Teórica

2.1 Considerações Gerais

As Estruturas de Engenharia Civil, ao longo da sua vida útil, podem ser submetidas a diversos tipos de acções, podendo estas ser classificadas em dois grupos: acções estáticas e acções dinâmicas. Consoante o tipo de problema, desenvolveram-se diversas abordagens e metodologias para estimar as respostas dadas pelos diversos tipos de estruturas.

As solicitações dinâmicas caracterizam-se como um sistema de forças em que, pelo menos um dos parâmetros: a intensidade, a direcção de actuação, ou o ponto de aplicação varia ao longo do tempo. Entre as solicitações dinâmicas mais conhecidas mencionam-se: os sismos, o vento, explosões, as vibrações produzidas por máquinas industriais e, o movimento de pessoas e veículos no tabuleiro de pontes.

Destaca-se a acção sísmica devido aos efeitos devastadores que lhe estão associados. A grande problemática dos sismos prende-se com o facto de, em apenas alguns segundos, estes afectarem grandes áreas de território, desencadeando fenómenos em cadeia que causam grandes impactos. O impacto dos sismos é pois muito diversificado desde os efeitos nas populações (feridos e mortos), passando pela danificação ou destruição nas construções e infraestruturas.

A percepção da possibilidade de redução das consequências de um sismo é motivo suficiente para o estudo do comportamento dinâmico das estruturas e dos solos.

2.2 Actividade Sísmica em Portugal

Portugal é alvo de actividade sísmica considerável. O território nacional tem sido atingido, desde sempre, por diversos sismos com alguma magnitude e intensidade. Tal prende-se com o facto do país se localizar próximo de fronteiras de placas tectónicas, nomeadamente a Euro-Asiática e a Africana.

A actividade sísmica neste país está directamente relacionada com a dinâmica da tectónica da grande região onde o continente e o arquipélago dos Açores se inserem e que se caracteriza pelos deslocamentos em torno da fronteira das Placas Euro-asiática e Africana. Nesta fronteira, falha dos Açores-Gibraltar, é uma zona com elevada actividade sísmica e os sismos aqui gerados designam-se por sismos interplacas pelo facto de serem originados numa zona de separação de placas tectónicas. Os sismos com origem nesta zona são designados sismos interplacas por terem origem na zona de separação das placas

tectónicas.

O arquipélago da Madeira situa-se no meio da placa Africana, sendo afectado por uma ligeira sismicidade intraplacas. O arquipélago dos Açores encontra-se entre as placas euro-asiática, africana e americana. A actividade sísmica aqui registada é bastante importante e é originada pela movimentação interplacas bem como o vulcanismo.

Para além dos sismos ocorridos em zona oceânica relacionados com a tectónica entre placas há também que referir a actividade sísmica observada em Portugal continental, a qual se deve à própria tectónica do território, designando-se sismos intraplacas.

Na Tabela 2.1 referem-se alguns dos sismos mais importantes que atingiram o território nacional.

Tabela 2.1: Sismos de elevada intensidade que afectaram o território nacional [22].

Epicentro	Data	Magnitude	Registos
Falha do Vale Inferior do Tejo	26-01-1531	7.1	Provocou danos habitacionais na região de Benavente e de Lisboa
Algarve (Falha de Loulé)	27-12-1722	7.8	Originou Tsunami que afectou a costa Algarvia
A SW Cabo de São Vicente	01-11-1755	8,5 - 9,0	Provocou danos importantes na região litoral desde o Algarve até Lisboa com registo de Tsunami que atingiu Lisboa; 60000 a 80000 mortos
No mar, ao largo de Setúbal	11-11-1858	7.2	Afectou a Península e a cidade de Setúbal
Falha do Vale Inferior do Tejo	23-03-1909	6.3	42 mortos na região ribatejana
300 km a SW de Lisboa	23-04-1969	7.5	Danos habitacionais registados no Barlavento Algarvio
Atlântico Norte	01-01-1980	7.2	62 Mortos nos Açores
Próximo da ilha do Faial	09-06-1998	6.0	8 Mortos na ilha do Faial; Danos em Habitações na ilha do Faial e do Pico

2.3 A acção sísmica e a regulamentação

Na determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas é necessário considerar a variabilidade da sua duração, do seu conteúdo em frequências, que dependem, para uma mesma intensidade da acção sísmica, dos valores da magnitude e da distância focal.

A definição dos sismos é elaborada por intermédio do registo de acelerações, provocadas pela passagem de ondas, em alguns locais da superfície terrestre. Para o efeito utilizam-se acelerógrafos de onde se obtêm os acelerogramas. Um acelerograma fornece informações sobre as acelerações, experimentadas pelo terreno, ao longo do tempo numa determinada direcção. Num dado ponto, a descrição quantitativa completa de um sismo reúne o conhecimento de três componentes de translação e três componentes de rotação [93]. Quanto às acelerações na direcção vertical estas têm recebido menos atenção. Isto porque,

os factores de segurança utilizados para as acções estáticas, geralmente, fornecem uma adequada resistência às forças dinâmicas induzidas pelas acelerações verticais geradas durante um sismo.

Nesta dissertação apenas se utiliza uma componente da direcção horizontal das acelerações, tanto em modelos experimentais como em numéricos, visto que o mecanismo utilizado para simulação física do sismo é unidireccional.

Em termos práticos estes acelerógramas podem ser obtidos dos registos de movimentos sísmicos intensos resultantes de um sismo real, ou podem ser acelerogramas artificiais. A utilização de acelerogramas registados, na avaliação do comportamento sísmico de estruturas em Portugal, é bastante condicionada pelo facto de existirem poucos acelerogramas de registos de vibrações sísmicas intensas, provocadas por sismos de magnitude elevada. Em alternativa a esta condicionante recorre-se a acelerogramas artificiais, os quais são previstos pelo Eurocódigo 8 (EC8) [16].

Portugal encontra-se abrangido pelo Eurocódigo 8, o qual fornece orientações qualitativas sobre a resistência sísmica de edifícios. Este regulamento dá indicações sobre a modelação das acções sísmicas e várias recomendações de segurança em termos de projecto e construção.

Consideram-se dois tipos de sismos regulamentares, consoante o local da ocorrência do epicentro: sismo intraplacas e sismo interplacas. A um sismo interplacas estão-lhe associados sismos de magnitude elevada, de longa duração e com predominância de frequências baixas.

Por outro lado, a um sismo intraplacas é-lhe associado sismos de magnitude moderada, de duração inferior e com predominância de frequências mais elevadas.

Estes tipos de sismos recebem, no Eurocódigo 8 [16], a designação de Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente.

Assim, à acção do tipo 1 estão associadas magnitudes mais elevadas, devido à existência de mais energia acumulada junto às falhas, a qual é libertada na ocorrência do sismo. Uma vez que estes tipos de sismos têm epicentros longínquos, as ondas têm mais espaço para percorrer resultando numa atenuação da sua amplitude. A energia associada às frequências mais altas da onda sísmica sofre uma maior diminuição em relação às de frequências mais baixas.

Portugal encontra-se dividido em diferentes zonas de forma a diferenciar a sismicidade das várias regiões.

A resposta de uma estrutura é fortemente condicionada pelo terreno de fundação, perante uma acção sísmica. Os terrenos mais rijos e compactos apresentam frequências próprias mais altas em relação aos terrenos moles. Também as estruturas mais altas, mais flexíveis e de maior massa apresentam frequências de vibração mais baixas.

Quando as estruturas são solicitadas pela acção sísmica, estas amplificam as vibrações que apresentem uma frequência próxima da sua frequência própria, atenuando aquelas que se encontram mais afastadas. Nos solos isto também acontece, ao transmitir as vibrações da camada de rocha para a estrutura.

Uma estrutura com uma baixa frequência de vibração assente num solo pouco coerente, tende a amplificar as vibrações. O solo pouco coerente amplifica as vibrações sísmicas nas frequências próximas da frequência fundamental da estrutura, pelo que as forças de inércia na estrutura serão superiores.

O Eurocódigo prevê esta problemática e sugere uma classificação do tipo de solo baseada na velocidade das ondas de corte e/ou número de pancadas de um ensaio SPT

(*Standard Penetration Test*).

2.4 Comportamento dos solos

Para um dado sismo as ondas propagam-se essencialmente no substrato rochoso e atenuam a sua amplitude com a distância. As vibrações à superfície dependem das vibrações transmitidas aos níveis inferiores do solo pelo substrato rochoso e também do tipo de solo, dado que um depósito de solo pode ser considerado como uma estrutura actuada pela acção sísmica imposta na sua base, isto é, no contacto com a superfície rochosa em que se apoia. Os fenómenos de amplificação e de ressonância também existem no caso dos movimentos do solo e da rocha quando solicitados por acções dinâmicas.

Assim, uma acção sísmica actuante num determinado lugar depende não só das características do sismo que a origina, mas também das características do caminho a percorrer pelas ondas sísmicas entre a origem e o lugar em questão e, sobretudo, das condições locais desse lugar, entre as quais as características do solo [22].

A diferentes solos corresponderão frequências próprias diferentes e essas diferenças reflectem-se, inevitavelmente, em diferenças nas características dos registos dos movimentos do solo em diferentes sítios [22].

Definida a importância que o tipo de solo assume na resposta de um depósito de solo, apresenta-se em seguida o comportamento mecânico dos solos sob acções de carácter cíclico. O comportamento do solo quando sujeito a uma qualquer acção de carácter cíclico ou monotónico, depende de vários factores, uns de natureza íntinseca e outros de origem externa. Constituem os factores intrínsecos aqueles que resultam das características das partículas constituintes ou do seu grau de adensamento.

As principais variáveis e factores de origem externa que influenciam o tipo de comportamento mecânico manifestado pelo solo são a amplitude das solicitações ao qual é exposto, o padrão de carregamento, a taxa de variação e a duração. Porém, a variável que mais influência tem no comportamento de um solo é a amplitude da tensão ou da deformação aplicadas durante a execução de um ensaio [29].

As características de deformação de um solo dependem dos níveis de distorção a que o solo está sujeito. Na Figura 2.1 é apresentado o comportamento exibido pelo solo para diferentes níveis de distorção. Para gamas de distorção inferiores a 10^{-5} , as deformações exibidas pelos solos são puramente elásticas e recuperáveis, sendo a energia dissipada durante os ciclos de carga repetitivos bastante diminuta, pelo que o amortecimento se admite desprezável [40].

Para níveis de distorção entre 10^{-4} e 10^{-3} , o comportamento do solo é considerado elastoplástico e o módulo de distorção secante decresce com o nível de distorção. Devido a este comportamento do solo, por vezes, originam-se deformações permanentes e irreversíveis, mas a rotura do solo só se dá para valores elevados de distorção. A energia dissipada é independente da frequência e a capacidade de absorção a energia do solo deve-se à sua natureza histerética [40].

Para níveis de distorção da ordem de 10^{-2} ou superiores ocorrem alterações significativas nas características mecânicas dos solos, dependendo não só do nível de distorção mas também do número de ciclos de carregamento. O módulo de distorção secante e o amortecimento variam com o número de ciclos e dependem essencialmente da forma como ocorre a alteração das tensões efectivas quando um solo saturado é sujeito

Distorção		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
		pequena	média		grande	rotura	
Fenómeno		Propagação de ondas, vibração.		Fendas, assentamentos diferenciais		Escorregamentos, compactação, liquefacção	
Características mecânicas	Elástico						
	Elastoplástico						
	Rotura						
Efeito da repetitividade da acção							
Efeito da velocidade da acção							
Constantes		Módulo de distorção, coeficiente de poisson, amortecimento					Ângulo de atrito interno, coesão
Modelo		Linear elástico		Viscoelástico		Elastoplástico ponderando a história de tensões	
Método de análise		Linear		Linear equivalente		Integração passo a passo no tempo	

Figura 2.1: Comportamento do solo para diferentes níveis de distorção e métodos aplicáveis, adaptado de [40].

a uma história irregular de tensões de corte no tempo. Neste domínio, estão envolvidos elevados níveis de distorções incorrendo plastificação do solo.

Através de uma análise de vários dados experimentais, Vucetic [109] construiu curvas para vários intervalos do grau de sobreconsolidação (OCR - *Over Consolidation Ratio*) e correlações entre o índice de plasticidade do solo e relacionando com as distorções do solo, γ_c , com o seu factor de amortecimento, ξ , e da mesma forma introduziu as curvas da relação entre os módulos de distorção, G/G_0 , relacionando-as, igualmente, com as distorções, sendo possível observar na Figura 2.2 várias dessas curvas a vermelho. Observa-se a diminuição da rigidez com o número de ciclos, N . Porém, estas curvas seriam diferentes de acordo com o índice de plasticidade, e como tal correlacionou esses dados. Através de uma análise de vários dados experimentais de diferentes autores, identificou a existência de dois tipos de distorção limite. Para além da observação destes limites também quantificou a sua ordem de grandeza uma vez que variam entre solos de diferentes naturezas.

Consequentemente, Vucetic [109] definiu um valor limite de distorção, abaixo do qual a microestrutura do solo permanece praticamente inalterada e não ocorrem variações volumétricas permanentes ou variação da pressão intersticial no solo, designando-se por distorção limite sem variações volumétricas, γ_t^v . Para valores de distorção acima de γ_t^v começam a ocorrer alterações na estrutura do solo e a sua rigidez depende do número de ciclos de carregamento, definindo-se para tal, o módulo de distorção secante, G_s , atendendo-se ao número de ciclos, N , aplicados. Este valor depende da natureza do solo e pode ser correlacionado empiricamente com o índice de plasticidade(IP).

Para distorções abaixo de γ_t^v é possível identificar ainda um outro limite abaixo do qual se verifica um comportamento elástico linear do solo. Este limite diferencia

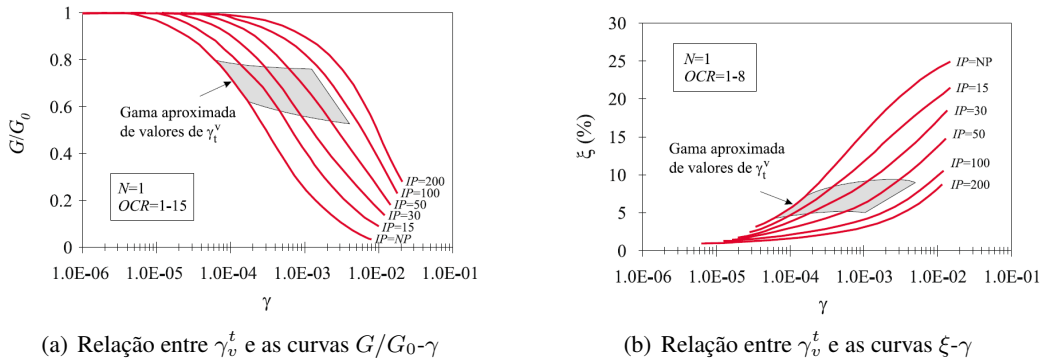


Figura 2.2: Curvas de relação entre a distorção e G/G_0 e ξ , adaptado de [109], [87].

o comportamento linear do não-linear que o solo pode apresentar. Este segundo limite denomina-se distorção linear limite, γ_t^e (*linear cyclic threshold shear strain*) e também pode ser correlacionável com o índice de plasticidade do solo.

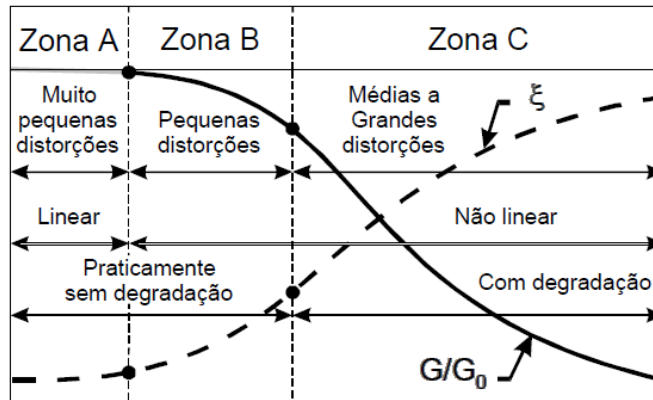


Figura 2.3: Comportamento dos solos sob acções de corte cíclicas, adaptado de [109], [87].

2.5 Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se considerações sobre a problemática dos sismos e como estes podem afectar as populações e as estruturas de engenharia civil. Revelando-se importante desenvolver soluções que ajudem a minimizar o impacto destes fenómenos na sociedade.

Foi ainda considerada em traços gerais a regulamentação a aplicar em projecto e construção em termos de resistência sísmica.

Por último, introduziram-se aspectos sobre o comportamento do solo sob acções cíclicas e as variáveis que afectam o seu desempenho. Revela-se importante perceber o comportamento para os vários níveis de distorção que o solo pode sofrer uma vez que o modelo que se apresentará em capítulos seguintes não respeita este comportamento do solo.

Capítulo 3

Interacção Sísmica Solo-Estrutura

3.1 Descrição Geral

As estruturas de Engenharia Civil são suportadas por materiais geotécnicos: rochas ou solos. As rochas, no geral, caracterizam-se pela sua elevada rigidez enquanto o solo se assume um meio flexível.

Estruturas fundadas sobre rocha ou solos muito duros apresentam um movimento da fundação que é essencialmente o mesmo que existiria no solo ao nível da fundação na ausência de estrutura e/ou qualquer escavação. Este tipo de movimento é denominado por movimento do solo em campo livre. Por outro lado, em solos moles, o movimento da fundação, durante o sismo, difere do movimento em campo livre como resultado do acoplamento entre o solo e a estrutura.

As estruturas, no geral, interagem com o solo que o circunda. A interacção solo-estrutura é um conjunto complexo de fenómenos de vibração, em que a resposta das estruturas é influenciada pela flexibilidade dos solos de fundação, bem como a resposta dos solos é influenciada pela presença de estruturas [98].

A interacção sísmica entre a estrutura e o solo depende do tipo de estrutura e das características do solo de fundação. As fundações cumprem igualmente um papel importante neste fenómeno, visto que se assumem como o mecanismo de troca de energia entre o solo e a estrutura.

Os carregamentos impostos às fundações, aquando da passagem das ondas sísmicas, provocam o desenvolvimento de forças de inércia na estrutura e, por sua vez, impoem deformações sobre o solo [75]. Decompõe-se o fenómeno em dois efeitos: um designado por Interacção Cinemática e outro designado por Interacção Inercial ou Dinâmica [44].

São vários os efeitos que podem ocorrer durante a interacção cinemática. As ondas sísmicas propagam-se pelo solo até encontrarem descontinuidades na interface entre materiais, nomeadamente a interface entre a fundação e o solo que a envolve e/ou adjacente. Mudanças nas propriedades dos materiais provocam a dispersão, difracção, reflexão e refracção das ondas sísmicas como acontece na interface solo-fundação, que na ausência de estrutura e fundação não se registavam, resultando em alterações no movimento do solo nesse local [73].

Além disto, a propagação das ondas sísmicas ocorre por deformação do meio. Uma vez que a fundação pode ser considerada muito rígida, em comparação com o depósito de solo, as deformações do solo, na interface solo-fundação, são constrangidas dado

que a fundação não se pode deformar o mesmo que o solo [73]. Este fenómeno ocorre porque os pontos do plano de interface entre o solo e a superfície da fundação apresentam deslocamentos de amplitudes diferentes tal como é esquematizado pela Figura 3.1, e é designado por “*Base-Slab Averaging*”. Na Figura 3.1 é esquematizado que na interface solo-fundação, as partículas de solo dos pontos (A, B e C) apresentam diferentes amplitudes de deslocamento e este efeito ocorre quando as ondas se propagam pela camada de solo, heterogénea, resultando em diferentes movimentos de vibração dessas partículas da fronteira. Este mecanismo de deslizamento na interface solo-fundação é um fenómeno não-linear e é bastante difícil de modelar matematicamente [73].

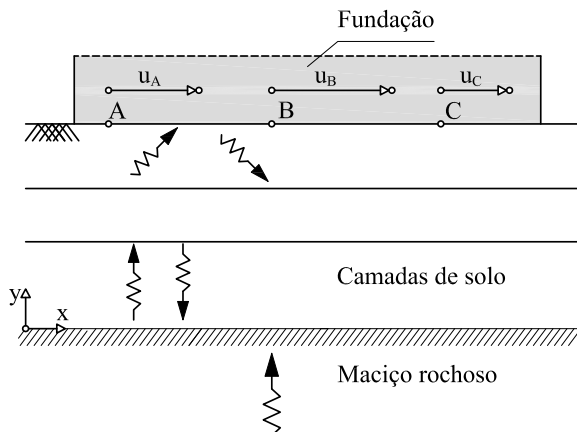


Figura 3.1: Esquematização das diferentes amplitudes dos movimentos das partículas de solo na interface da base solo-fundação.

As fundações rígidas enterradas também estão sujeitas a fenómenos relativos a condições de compatibilidade do solo, nomeadamente o facto da amplitude dos deslocamentos das partículas de solo diminuírem com a profundidade das fundações tal como se esquematiza pela Figura 3.2 onde o deslocamento u_A (à superfície) é superior ao deslocamento u_B (na interface fundação-solo), designando-se por efeitos de embebimento, ou “*Embedment effects*”.

Outro fenómeno diz respeito à dispersão que as ondas sísmicas experimentam quando encontram as superfícies rugosas e cantos das fundações.

As fundações rígidas funcionam como um filtro passa-baixo para as altas frequências da excitação sísmica, devido à restrição cinemática imposta pela fundação rígida. Estudos sobre o registo sísmico mostram que a resposta de uma fundação rígida grande é menos significativa comparativamente à resposta do campo livre que lhe é adjacente. Este efeito designa-se por “efeito de filtragem” da laje de fundação e ocorre devido à restrição na propagação da onda pela fundação rígida e a partir da perturbação da onda, especialmente em componentes de alta frequência. O movimento do solo é atenuado pelo efeito de filtragem da laje de fundação e a estrutura responde a este movimento com um efeito de interação solo-estrutura [72, 85, 92].

Salvagarde-se que estes efeitos se devem à propagação de ondas em meios elásticos e o comportamento da estrutura não desempenha qualquer papel neste assunto. Portanto, estes efeitos resultantes das considerações de propagação da onda são conhecidos como

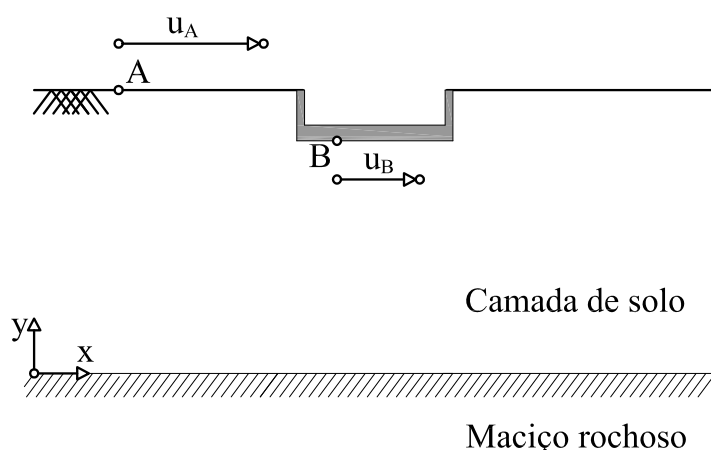


Figura 3.2: Fundação rígida enterrada e os diferentes deslocamentos em profundidade, onde $u_A > u_B$.

efeitos de interação cinemática. O movimento induzido pelo sismo na fundação estrutural é o resultado das interações cinemáticas, considerando apenas a geometria e a rigidez da fundação estrutural e do solo [73].

Outro aspecto fenómeno da interação solo-estrutura, envolve as deformações e as tensões que surgem ao longo da estrutura, provocando forças de corte basal, estando esquematizado na Figura 3.3, e momentos na base da estrutura em vibração, sendo exemplificado de forma exagerada os efeitos na Figura 3.4. Estas forças nas fundações da estrutura provocam deformações no solo. As deformações do solo, conduzem a modificações da resposta dinâmica do sistema estrutural e criando um sistema que interage dinamicamente. Este segundo aspecto constitui a interação inercial.

Consequência da interação solo-estrutura comparativamente a uma estrutura fundada em rocha prende-se com variações substanciais de amplitudes do movimento e conteúdo de frequência. O sistema acoplado solo-estrutura apresenta um aumento do período fundamental de vibração comparativamente a uma estrutura idêntica mas de suporte rígido [41, 84]. Para além disto, a resposta estrutural é afectada por uma dissipação de energia adicional, resultado do amortecimento por radiação e do amortecimento histerético do solo.

A recriação do fenómeno por via experimental ou numérica requer, normalmente, comparações do comportamento dinâmico entre o modelo da estrutura fundada em rocha ou em solo rijo, situação a que corresponde a admitir que os apoios da estrutura se encontram encastrados, e o comportamento dinâmico da mesma estrutura mas fundada em solo mole.

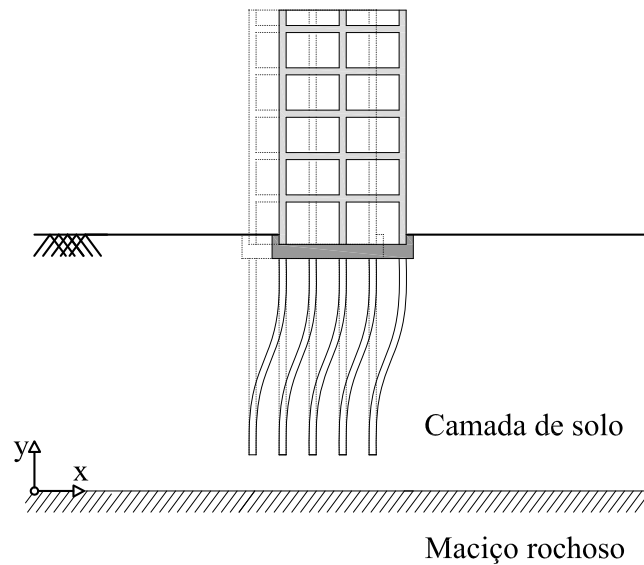


Figura 3.3: As forças de corte que se desenvolvem na base da estrutura provocam a translação da estrutura, e no caso de estadas surgem deformações ao longo do seu eixo longitudinal.

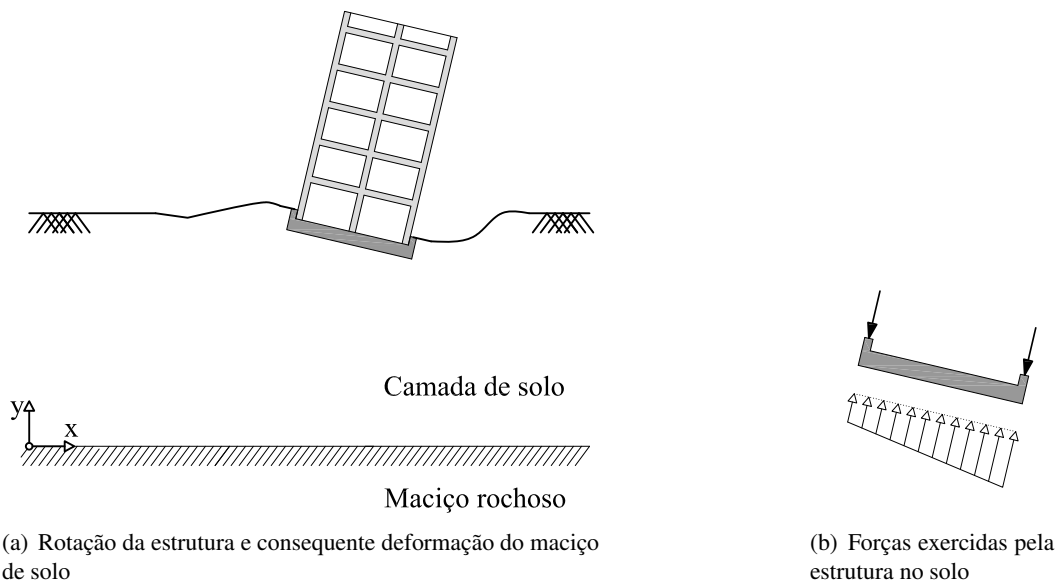


Figura 3.4: O momento basal provoca rotação da estrutura e por fim deformações no solo de fundação.

3.2 Abordagens Experimentais

3.2.1 Estudos à escala real e o caso do Hollywood Storage Building

Estudos sobre a interacção solo-estrutura têm mais sucesso quando realizados à escala-real, utilizando estruturas reais, durante microssismos [102, 103, 104], vibrações forçadas [10, 37] e excitação sísmica [53].

Exemplifica-se o edifício da Figura 3.5 designado por “*Hollywood Storage Building*” localizado em Hollywood, Califórnia, Estados Unidos da América. Este edifício marcou a evolução dos conhecimentos sobre a interacção solo-estrutura visto que, após a sua construção, em 1925, foi instrumentado com acelerógrafos, em 1933. Desde então, foi submetido a vários movimentos sísmicos fortes mas apenas alguns foram processados e se disponibilizam para análise. O edifício foi também estudado utilizando vibração forçada e ambiental [12, 13].



Figura 3.5: Vista Sudeste do edifício *Hollywood Storage Building*.

Os dados das excitações experimentadas nas imediações do edifício também foram usadas noutros estudos relacionados, por exemplo, com a difusão de ondas por uma fundação rígida, a filtragem de altas frequências e a excitação associada à torção da fundação [18, 33, 91, 112].

O edifício conta com 14 andares distribuídos ao longo de 68 metros de altura, com 2,75 metros de cave sobre a metade oeste do edifício tal como se pode observar na Figura 3.6. O mesmo conta com $15.55 \times 66.30 m^2$ de área em planta e tem uma fundação que consiste em sapatas em betão armado apoiadas sobre estacas de betão. O edifício consiste em lajes vigadas que descarregam para os pilares. Na direcção longitudinal encontram-se paredes resistentes em betão armado. Na direcção transversal oferece também rigidez lateral as paredes resistentes bem como paredes resistentes do piso térreo.

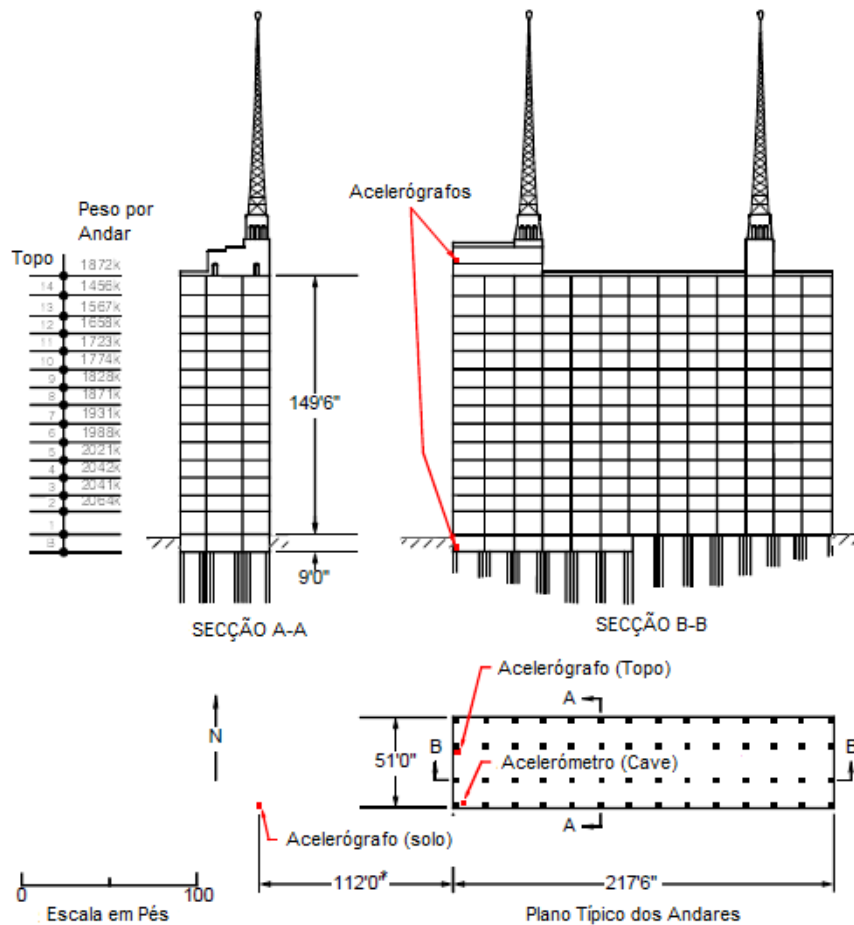


Figura 3.6: Esquema dos Alçados e Planta do “Hollywood Storage Building” em meados de 1950. Localização dos acelerómetros no topo e na cave do edifício e um terceiro colocado a 28 metros a oeste do edifício. Adaptado de [98].

Da análise dos movimentos de rotação do edifício foi possível concluir que se podiam esperar efeitos da interacção solo-estrutura apenas para solos excepcionalmente moles [36, 60, 9].

Outros estudos sobre esta estrutura permitiram concluir que a interacção solo-estrutura produziu mudanças marcantes nos deslocamentos da base deste edifício na direcção leste-oeste. Com pouca ou nenhuma rotação neste sentido. Na direcção norte-sul, a interacção solo-estrutura não causou deslocamentos significativos na base da estrutura, mas causou rotação da fundação e tal é comprovado pelos deslocamentos no topo do edifício [24].

3.2.2 Modelos de grande escala

Com o propósito de se compreender a interacção solo-estrutura e para validação das diferentes modelações e os vários métodos de análise, as experiências in situ são essenciais.

Uma forma de estudo do fenómeno consiste na construção de modelos escalados em áreas sismicamente activas. Esta abordagem oferece outras vantagens como por exemplo: controlo da profundidade de embutimento, controlo do aterro de solo, possibilidade para instalar instrumentação adequada e a capacidade de controlar a envolvente do local [96].

Exemplifica-se a estrutura presente na Figura 3.7, construída em solo sedimentar instrumentado em *Garner Valley Differential Array* (GVDA). Garner Valley é essencialmente uma zona de pesquisa de movimentos do solo, localizado numa zona sismicamente activa na Califórnia (Estados Unidos da América) a sete quilómetros da falha de San Andreas. Quanto ao tipo de solo consiste numa camada superficial orgânica, e uma camada de 18 metros de areia siltosa sobrejacente a uma transição de granito decomposto. A rocha intacta encontra-se aos 88 metros de profundidade.



(a) Estrutura contraventada nas diagonais.



(b) Estrutura mista sem contraventamentos.

Figura 3.7: Estrutura de GVDA [97]

Esta estrutura foi construída especificamente para experiências de interacção solo-estrutura. Pela consulta da planta da estrutura, presente na Figura 3.8, esta consiste numa laje em betão armado de 40 cm de espessura com área em planta de 4m x 4m, sendo esta suportada por quatro pilares em aço, apoiados numa fundação não-embebida de betão armado com uma espessura de 50 cm. A altura total da estrutura é 4.56 m. Acrescente-se que a estrutura tem a possibilidade de ser contraventada, tal como se verifica na Figura 3.7.

A estrutura encontra-se instrumentada com acelerómetros triaxiais, acelerómetros unidireccionais e sensores de pressão. A grelha, GVDA, consiste numa zona com poços a diferentes profundidades devidamente instrumentada com acelerómetros triaxiais. Estes poços localizam-se zona de campo livre em todo Garner Valley, bem como na proximidade da estrutura. Todos estes sensores permitem a gravação digital, sendo os dados disponibilizados na internet. Para além disto a estrutura conta com a instalação, ao nível do primeiro piso, com um vibrador, observável na Figura 3.8, para testes de vibração forçada.

Este modelo possibilitou a observação de comportamento dinâmico que era, até então, previsto através de modelos teóricos [97].

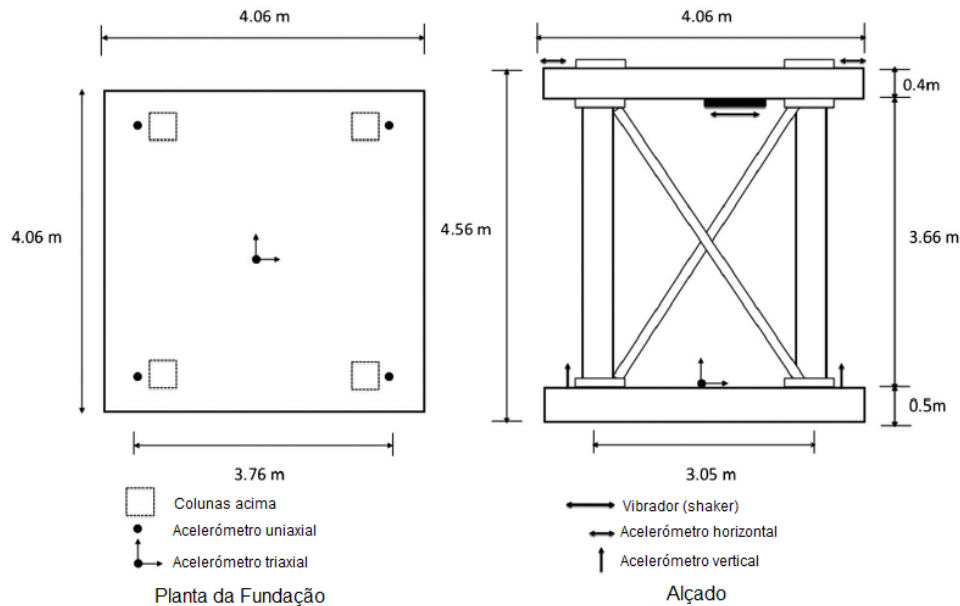


Figura 3.8: Planta ao nível da fundação e Alçado com respectiva localização de aparelhos de medição. Adaptado de [97].

3.2.3 Modelos reduzidos e os ensaios em simuladores

Ao estudar a interacção solo-estrutura, um dos problemas que os engenheiros enfrentam é a incapacidade de controlo da fonte de excitação como até aqui se apresentou nos exemplos estudos deste fenómeno. Esta dificuldade conduz ao desenvolvimento de sismos simulados sobre sistemas modelados em ambientes controlados de laboratório. Uma dessas formas é o recurso a centrífugas geotécnicas adequadas e a mesas sísmicas.

Centrifugadoras Geotécnicas

Uma centrífuga geotécnica é um equipamento composto por um veio centrífugo central, ao qual se encontra convenientemente ligado um braço de comprimento variável. Numa extremidade deste braço encontra-se o cesto de ensaio e na extremidade oposta tem-se um contra-peso. Este equipamento necessita de instalações e condições de segurança adequadas. Para além disso são necessários aparelhos de monitorização bem como instrumentos miniaturizados próprios para as experiências a instalar no cesto da centrífuga. Na Figura 3.9 é possível visualizar a única centrífuga geotécnica disponível em Portugal, pertencente ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), a qual carece de equipamento e acessórios que permitam a elaboração de ensaios sísmicos [94]. A utilização desta centrífuga está limitada a ensaios estáticos, a casos pseudo-dinâmicos e a casos dinâmicos de rebentamento de explosivos.

O princípio fundamental desta técnica de modelação, com recurso a centrífuga, baseia-se no facto que quando uma amostra de solo é acelerado n vezes a aceleração gravitacional terrestre, corresponderá, essencialmente, a um modelo à escala $1/n$ de um protótipo [11, 35, 78]. Sob esta acção gravítica superior, o modelo à escala $1/n$ terá as



Figura 3.9: Centrifugadora Geotecnia do LNEC, Acutronic modelo 661 com a capacidade de 40-g e um raio de 1,80 metros [2].

mesmas tensões que o seu protótipo em pontos homólogos. A centrifugadora permite que os modelos de escala reduzida do solo, que são de fácil concepção e económicos, sejam testados reduzidos depósitos de solo testados com acelerações de $1 - g$ [83].

Numa centrifugadora, o solo é confinado num balde que está ligado ao braço da centrifugadora por intermédio de um suporte articulado. Quando a centrifugadora se encontra em “voo”, o balde roda 90 graus de forma a que a aceleração centrífuga actue perpendicularmente ao modelo de solo. Para simulação de um sismo, uma acção sísmica terá que ser aplicada durante o movimento de centrifugação.

Na Universidade de Princeton utiliza-se um dispositivo em martelo e uma placa de vibração para originar excitações internas [20] tal como é mostrado na Figura 3.10. Este dispositivo tem várias vantagens sobre os outros métodos de excitação. Ao contrário dos dispositivos utilizados nos métodos externos, a placa do excitador não agita a carga total do balde e é, portanto, um aparelho de fácil manuseio e relativamente barato [20]. Além disto, a placa excitadora de martelo é capaz de repetir o sismo as vezes que necessárias durante o “voo”. Por outro lado, este excitador apenas tem a capacidade de estudar apenas um tipo de sismo, apesar disso o sismo é real e esta desvantagem é largamente compensada pela economia e simplicidade do dispositivo [110, 20].

É necessário atender à consideração das condições de fronteira do problema, e neste caso as fronteiras artificiais devidas às paredes de contenção do balde.

Porém, Coe [19] mostrou que revestindo as paredes do balde com um material apropriado de absorção, as reflexões das ondas podem ser eficazmente reduzidas. É um material de argila, designado Duxseal e é utilizado como revestimento em experiências sendo a sua forma de instalação possível de visualizar na Figura 3.10. Cerca de 1/3 das ondas incidentes são reflectidas [95]. Apesar da redução significativa dos efeitos de fronteira em relação às fronteiras rígidas, ainda não é uma solução satisfatória [17]. Por outro lado este tipo de solução carece de comparações com análises numéricas devido a dificuldades em modelar este tipo de fronteiras.

3.2.4 Ensaios em mesa sísmica

Uma mesa sísmica consiste num mecanismo de vibração experimental de modelos estruturais, normalmente, reduzidos ou de componentes estruturais. Tem como finalidade

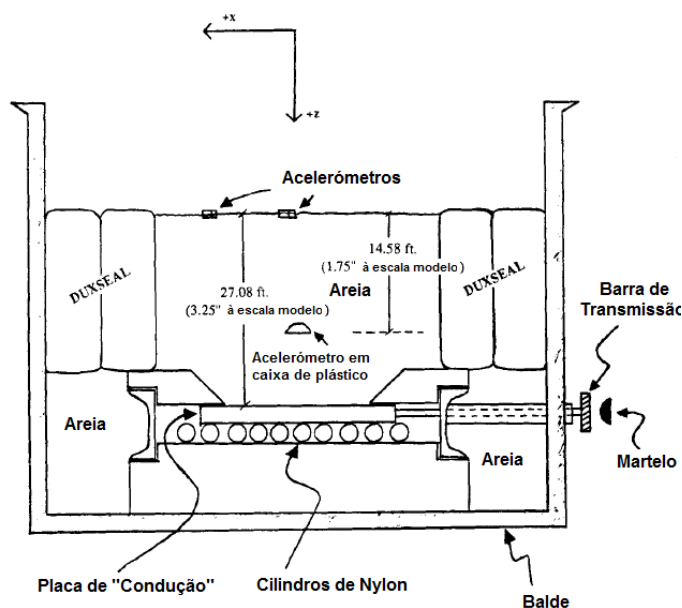


Figura 3.10: Esquema da solução adoptada na Universidade de Princeton com recurso ao Duxseal [111].

testar dinamicamente os modelos físicos reproduzindo movimentos na base dos mesmos. Estes movimentos podem ser acções sísmicas conhecidas bem como geradas artificialmente. As mesas sísmicas são, tipicamente, constituídas por uma plataforma rectangular, onde são convenientemente instalados os modelos, podendo estes sofrer impulsos até 6 graus de liberdade.

Existem mesas sísmicas de várias dimensões podendo exemplificar-se a maior mesa sísmica do mundo a qual se observa na Figura 3.11 (a), encontrando-se instalada no Centro de Investigação de Engenharia Sísmica de Hyogo, no Japão, chamando-se “E-Defense” contando com uma plataforma de trabalho de 20x15x5.5 m e uma massa de quase 770 ton, necessitando de 24 actuadores hidráulicos. Em Portugal a maior mesa sísmica encontra-se instalada no LNEC sendo esta triaxial e contando com uma plataforma de trabalho de 4,6x 5,6 m² sendo esta observável na Figura 3.11 (b). Para além desta, o LNEC conta também com uma mesa uniaxial. No resto do país é possível encontrar em algumas universidades mesas sísmicas educacionais, de escala muito reduzida, como é exemplo disso a mesa utilizada neste estudo a qual será apresentada mais à frente.

Os reservatórios utilizados na modelação N-g, como se viu anteriormente, podem ser utilizados em modelações de 1-g com recurso a mesas sísmicas, unidireccionais ou pluridireccionais. Para garantir a relevância dos resultados em simuladores sísmicos é necessário proporcionar ao modelo as condições de fronteira o mais idênticas possível ao espaço semi-infinito do protótipo. O reservatório ideal é aquele que oferece uma resposta sísmica do terreno no modelo idêntica à obtida no protótipo na condição de campo livre [55].

Neste sentido, apresenta-se a solução dos reservatórios cilíndricos, os quais, geralmente, permitem obter bons resultados no que se refere à similitude da resposta em campo livre do modelo e do protótipo. Estes reservatórios cilíndricos são lateralmente flexíveis sendo intercalados com elementos rígidos que restringem radialmente o



(a) Plataforma sísmica E-Defense.



(b) Mesa sísmica triaxial do LNEC [5].

Figura 3.11: Mesas sísmicas

movimento [82], tal como se observa na Figura 3.12.



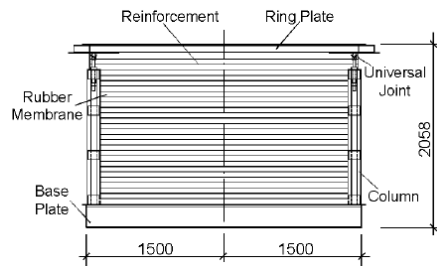
Figura 3.12: Cilindro de parede flexível com solo, instalado numa plataforma sísmica.

Como vantagem, estes reservatórios permitem a realização de ensaios de vibração em mais que uma direcção. Por outro lado, a sua desvantagem prende-se com a baixa relação altura/raio que conduz a um efeito tridimensional de difícil análise [115].

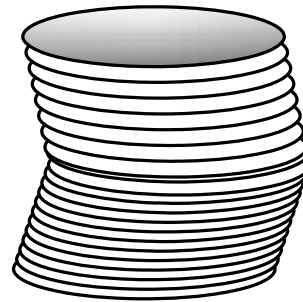
O desenvolvimento de técnicas de modelação em $N - g$, como se viu no caso da centrífugadora geotécnica, contribuiu para o desenvolvimento de técnicas de testes $1 - g$ em mesas sísmicas, unidireccionais ou pluridireccionais.

Neste tipo de abordagem de $1 - g$, ao contrário daquilo que acontece com as centrífugas, aqui não se podem elevar as tensões com recurso à gravidade. Embora o comportamento de contracção associado às elevadas tensões normais que surgem a grandes profundidades pode ser simulada com a colocação cuidada do solo durante a preparação do modelo. O processo de preparação destes modelos é bastante complicada. Devido aos baixos níveis de tensão, a contribuição de factores que produzam uma componente coesiva da força será superior no modelo em relação ao protótipo. Para minimizar este problema desenvolveram-se técnicas de correcção dos resultados.

Um exemplo de solo utilizado é o resultado de uma mistura de 67.5% de caulinite, 22.5% de bentonite e 10% de água. A água é utilizada para conferir a resistência



(a) Modelo de coluna de solo - instrução da montagem das peças



(b) Esquema representativo da deformação exibida pelo recipiente causada pela flexibilidade da borracha

Figura 3.13: Esquemas do modelo à escala reduzida, adaptado de [62].



(a) Primeira estrutura testada, localizada no centro do cilindro de solo.



(b) Segunda fase do teste - modelo da coluna de solo e estrutura em micro-betão armado

Figura 3.14: Fases de teste do modelo à escala reduzida, adaptado de [62].

desejável [67]. O que revela que estes solos são altamente bem preparados para possibilitar os melhores resultados possíveis.

Quando testado o modelo de solo em campo livre, os resultados dos acelerómetros colocados em vários locais do recipiente mostram que a influência destas condições de fronteira são baixas [67].

Apesar da simplicidade apresentada por estes modelos são necessárias instalações previamente preparadas para a montagem dos modelos, bem como a selecção do solo se

revelar um processo minucioso para se manter a similitude da escala.

3.2.5 Modelos Reduzidos Simples

Os modelos simples de escala reduzida são pouco divulgados em jornais e conferências, mas são desenvolvidos em algumas universidades modelos para fins didáticos. Estes modelos são testados em mesas sísmicas educacionais e não recorrem a solos reais para sua modelação. Normalmente, estes solos são construídos com recurso a materiais sintéticos como o caso de borrachas de silicone, espumas e gel de poliuretano. As propriedades destes grupos de materiais podem ser bastante diferentes de acordo com o fabricante, pelo que encontrar os mesmos materiais em diferentes países torna o sucesso da modelação condenado pelos materiais adoptados, os quais, por vezes são difíceis de encontrar para replicar e dar continuidade de estudos já elaborados. Segue-se, no capítulo seguinte, uma apresentação do modelo académico que esteve na base deste estudo sobre a interacção sísmica solo-estrutura.

Capítulo 4

Modelo Educacional do UCIST

4.1 Considerações gerais

Os modelos educacionais são utilizados muitas vezes para transmitir conceitos a estudantes engenharia. Existe uma grande variedade de modelos físicos reduzidos para fins académicos, os quais se encontram divididos em três grandes categorias principais, de acordo com o comportamento que se pretende estudar: lineares elásticos, não-lineares elásticos e dinâmicos.

O comportamento elástico linear de estruturas está na base de muitos métodos de análise. No ensino de princípios de análise estrutural, o modelo físico pode assumir-se como uma ferramenta poderosa que dadas as suas vantagens podem ser facilmente utilizados em salas de aula ou em laboratórios.

É no âmbito dos modelos físicos quando solicitados por acções dinâmicas que se debruçará este capítulo. É apresentado o modelo físico de interacção dinâmica solo-estrutura que serviu para o desenvolvimento do estudo. As mesas sísmicas constituem uma ferramenta versátil para fins educativos e de projectos de pesquisa à escala reduzida tanto na dinâmica estrutural como na engenharia sísmica. As actividades laboratoriais que envolvem mesas sísmicas constituem ferramentas eficazes no processo de aprendizagem de conceitos da dinâmica estrutural e engenharia sísmica.

O consórcio (UCIST) entre várias universidades foi criado para desenvolver e melhorar as formas de aprendizagem de temas do âmbito da engenharia sísmica recorrendo a mesas sísmicas. Uma das experiências propostas pelo UCIST prende-se com a elaboração de um trabalho laboratorial para instrução de conceitos associados ao fenómeno da interacção solo-estrutura. O UCIST propõe o desenvolvimento de um modelo físico reduzido simples o qual é submetido a carregamentos sísmicos por intermédio de uma mesa sísmica educacional.

Este capítulo tem como objectivo apresentar as simplificações que conduziram ao modelo físico educacional proposto pelo UCIST. Apresentar-se-á também o procedimento experimental sugerido pelo UCIST bem como as configurações dos modelos físicos e por fim resultados obtidos.

4.2 Apresentação do conjunto de hipóteses simplificativas

A experiência laboratorial proposta pelo UCIST para testar o modelo físico recorre a métodos analíticos e a simplificações para definição do modelo de solo e do modelo solo-estrutura. Por hipótese, a coluna de solo pode ser representada como uma massa de solo de um grau de liberdade, para determinação de características dinâmicas dos modelos: frequências próprias e coeficientes de amortecimento. Segue-se uma explicação de como foi possível formular esta simplificação.

4.2.1 Propagação vertical das ondas

Quando se dá o sismo, as ondas propagam-se em várias direcções a partir do foco. Uma vez que a velocidade de propagação de onda em materiais à superfície se assumem mais baixas do que naqueles situados abaixo deles, então os raios inclinados que atingem as camadas horizontais são reflectidas numa direcção vertical. No momento em que atingem a superfície do solo, as refacções múltiplas podem obriga-las a tomar uma direcção vertical. A análise unidimensional da resposta do terreno é baseada na hipótese de que as fronteiras são horizontais e a resposta dos depósitos de solo são predominantemente causadas pela propagação vertical de ondas de corte a partir do substrato rochoso.

4.2.2 Aproximação linear

Considerando uma camada de solo homogénea, isotrópica e elástica linear limitada inferiormente por uma rocha rígida, com a geometria da Figura 4.1.

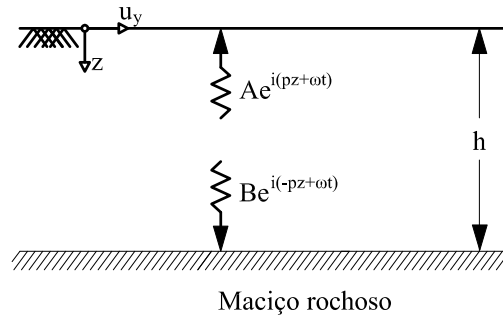


Figura 4.1: Camada de solo elástico sobre estrato rochoso, adaptado de [48]

A equação governativa da propagação vertical de ondas de corte num meio visco-elástico é dada pela seguinte expressão:

$$\rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u_y}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u_y}{\partial z^2 \partial t} \quad (4.1)$$

onde u_y é o deslocamento horizontal, z a espessura da camada, ρ a massa volúmica, G o módulo de distorção e η o coeficiente de amortecimento.

A equação diferencial 4.1 tem como solução, para deslocamentos harmónicos com frequência ω :

$$u_y(z, t) = Ae^{i(pz+\omega t)} + Be^{i(-pz+\omega t)} \quad (4.2)$$

sendo: $p = \sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G+i\omega\eta}} = \sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G^*}}$; A e B as amplitudes da onda incidente e reflectida e G^* o módulo de distorção complexo.

As frequências próprias do depósito de solo são dadas por:

$$\omega_n = (2n - 1) \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{GA_1}{\bar{m}h^2}} \quad (4.3)$$

onde n corresponde ao modo de vibração, $n = 1, 2, 3 \dots$; A_1 é secção de corte da coluna de solo; \bar{m} é a massa por unidade de profundidade; e h corresponde à altura da camada de solo.

A hipótese simplificativa adoptada pelo UCIST consiste em isolar uma coluna de solo do estrato. Essa coluna de solo isolada é modelada como uma viga equivalente que apenas pode deformar por corte.

Por simplificação do problema de corte da camada de solo sobre rocha, a coluna de solo pode ser generalizado e modelada como um sistema de um grau de liberdade. Na Figura 4.2 encontra-se representado o esquema adoptado para as simplificações levadas a cabo pelo UCIST.

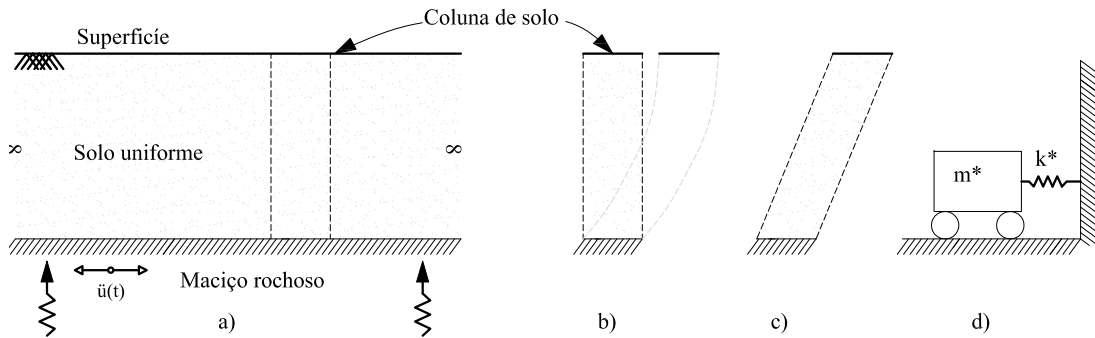


Figura 4.2: Conjunto de simplificações adoptadas pelo UCIST, adaptado de [8].

Ao observar-se a Figura 4.2 em (a) tem-se o estrato de solo com representação da coluna de solo, em (b) é isolada a coluna de solo e apresenta-se a sua deformação por corte. Na mesma figura, em (c) visualiza-se a deformação por corte uniforme da coluna de solo e por último, em (d), mostra-se o sistema discretizado num corpo de 1GDL.

Com base nesta simplificação desenvolveu-se o modelo físico do solo, que será apresentado mais à frente.

4.3 Aspectos da análise experimental

4.3.1 Determinação da frequência fundamental

As frequências próprias dos modelos físicos, podem ser determinadas experimentalmente com auxílio de uma mesa sísmica. Os dados reconhecidos durante a excitação são submetidos

à análise da transformada discreta de Fourier (DFT - *Discrete Fourier Transform*).

Uma função periódica $f(t)$ pode ser expressa em termos das séries de Fourier, isto é, como uma soma infinita de termos de senos e cossenos. O mesmo conceito pode ser aplicado a funções não periódicas desde que, no limite, a função possa ter período infinito. Neste processo surge uma nova função $F(\omega)$, conhecida como a transformada de Fourier de $f(t)$, podendo ser definida como:

$$F(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{i\omega t} dt \quad (4.4)$$

onde ω é a frequência angular. Se os dados do domínio do tempo for um vector (isto é, um número finito de pontos), então é possível aplicar DFT. O algoritmo mais eficiente e mais rápido para aplicar a DFT sobre um vector é a Transformada Rápida de Fourier (FFT - *Fast Fourier Transform*). Este algoritmo é muito eficiente e está implementado em várias rotinas de processamento de sinal, incluindo no MATLAB. Ao aplicar a FFT sobre um número finito de pontos e fazendo o seu gráfico obtém-se o gráfico da amplitude espectral de Fourier no domínio da frequência. A amplitude espectral sobre as acelerações temporais, obtida através da FFT, representa os coeficientes das séries de Fourier em função da frequência. As frequências dos picos do espectro de Fourier são denominadas frequências próprias do modelo. Quando a DFT dos dados obtidos são relacionados com a DFT do *input* de acelerações, o resultado é denominado função de transferência.

4.3.2 Determinação experimental do coeficiente de amortecimento

O amortecimento é determinado recorrendo ao método do decremento logarítmico. Este método é consequência de um impulso provocado no sistema, em regime livre, e o decremento logarítmico é obtido através da razão entre duas amplitudes sucessivas do sinal. O termo decremento logarítmico refere-se à taxa de decrescimento logarítmico, relacionada com a redução do movimento após o impulso.

Considere-se um sistema oscilatório com um grau de liberdade, com amortecimento viscoso é excitado por um impulso a sua resposta é dada pela expressão:

$$u(t) = C e^{-\xi \omega t} \cos(\omega_D t - \phi) \quad (4.5)$$

onde ξ é o factor de amortecimento, ω é a frequência natural da estrutura, ω_D é a frequência natural amortecimento e ϕ corresponde ao ângulo de fase.

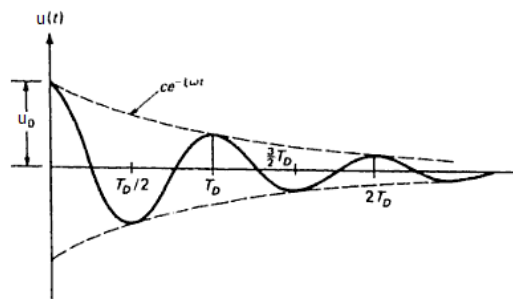


Figura 4.3: Regime livre para um sistema subamortecido [74].

Considere-se agora que o decremento logarítmico, δ , é definido como o logaritmo natural da proporção de duas amplitudes máximas em vibração, p_1 e p_2 , em vibração livre:

$$\delta = \ln \frac{p_1}{p_2} \quad (4.6)$$

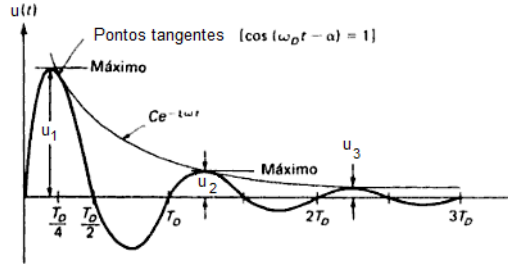


Figura 4.4: Curva dos deslocamentos máximos e do deslocamento nos pontos de tangência, adaptado de [74].

É possível notar que quando o factor cosseno da equação 4.5 assume o valor da unidade e os pontos do deslocamento sobrepõem-se à curva exponencial $u(t) = Ce^{-\xi\omega t}$, como se mostra na Figura 4.4. Estes pontos estão próximos, mas não correspondem exactamente aos picos do movimento oscilatório. Os pontos da curva exponencial encontram-se ligeiramente à direita dos pontos de amplitude máxima [74]. Na prática, e na maioria dos casos esta discrepância é insignificante e, assim, a curva $u(t) = Ce^{-\xi\omega t}$, pode considerar-se como coincidente com os pontos de amplitude máxima (Figura 4.3). Pelo que se pode escrever, para deslocamentos máximos consecutivos, p_1 no instante p_1 e p_2 , T_D intervalos depois,

$$p_1 = Ce^{-\xi\omega t_1} \quad (4.7)$$

$$p_2 = Ce^{-\xi\omega(t_1 + T_D)} \quad (4.8)$$

dividindo estas amplitudes máximas e utilizando a função logarítmica, vem:

$$\delta = \ln \frac{p_1}{p_2} = \xi\omega T_D \quad (4.9)$$

atendendo ao facto do período de amortecimento poder ser escrito:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \quad (4.10)$$

onde ω_D corresponde à frequência natural amortecida e é dada pela expressão $\omega\sqrt{1-\xi^2}$. Desta forma a equação 4.9 pode ser escrita:

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (4.11)$$

uma vez que em termos práticos estes valores máximos da curva do gráfico $u(t)$ são relativamente próximos uns dos outros e com o objectivo de aumentar a precisão podem ser utilizados mais períodos, n , pelo que a equação 4.11 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\delta = \ln \frac{p_1}{p_n} = \frac{2\pi n \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (4.12)$$

ou seja,

$$\xi = \frac{1}{(n - 1)2\pi} \ln \frac{p_1}{p_n} \quad (4.13)$$

4.4 Desenvolvimento Experimental

O objectivo principal da experiência proposta pelo UCIST, consiste em demonstrar os potenciais efeitos na resposta dinâmica da estrutura durante excitações sísmicas. Para tal é sugerido o teste experimental de dois modelos diferentes para o mesmo carregamento, para posteriormente se elaborarem comparações de resultados. Na primeira configuração, o modelo de teste estrutural é fixo rigidamente à plataforma da mesa sísmica. Na segunda configuração coloca-se o modelo físico do solo sobre a plataforma sísmica. Na terceira configuração é introduzido o modelo de solo, sendo colocado entre a mesa sísmica o modelo da estrutura.

4.4.1 Modelo físico da estrutura

O modelo físico corresponde a um pórtico de um piso, constituído por dois pilares em placas de aço, as quais se encontram ligados, nas extremidades, a duas placas de acrílico com 1.5 cm de espessura. O acelerómetro é instalado na placa de acrílico do 1º piso para se poder registar as acelerações nesse nível.

Uma vez que as placas de acrílico são muito rígidas comparativamente aos pilares, e a massa se encontra concentrada ao nível do piso, então a estrutura corresponde a um sistema de 1 GDL, definido em termos do movimento horizontal do 1º piso.

4.4.2 Modelo físico do solo

Este modelo foi concebido utilizando materiais acessíveis como o acrílico e espuma. São necessárias quatro placas de acrílico, as quais ligadas, entre si, através de dobradiças de forma a formar uma caixa rectangular (com faces laterais abertas). Na Figura 4.5 podem ser consultadas as dimensões sugeridas que fornece o esquema de montagem.

A espuma é cortada em placas com comprimento ligeiramente superior ao comprimento da caixa de acrílico, e são instaladas de forma a produzir alguma pré-tensão. A pré-tensão vai conferir aderência ao acrílico de forma a prevenir o escorregamento ao longo da interface espuma-acrílico. Sem a conferência desse atrito, ocorrerá o escorregamento entre as placas de espuma e não ocorrerá deformação uniforme por corte. O período fundamental do modelo pode ser modificado através de ajustamentos na espessura das placas de espuma ou através do incremento de massa no topo da caixa de acrílico. O modelo físico do solo pode ser visualizado na Figura 4.6

4.4.3 Procedimento experimental

Para investigar os efeitos locais modelo do solo testam-se duas configurações diferentes e obtêm-se as diferentes respostas dinâmicas. Posteriormente essas respostas são

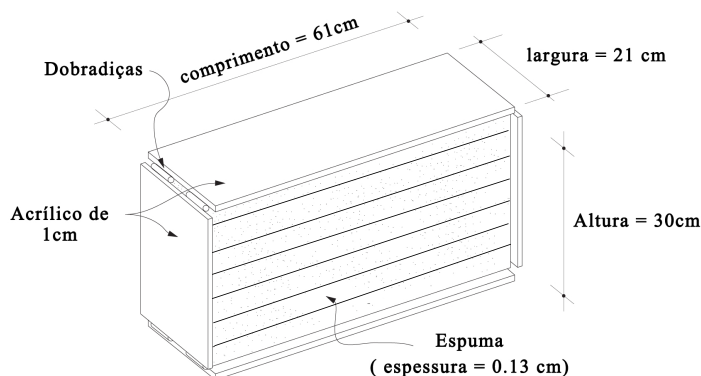


Figura 4.5: Modelo físico do solo com representação das dimensões.



Figura 4.6: Modelo físico do solo instalado na mesa sísmica.

comparadas.

Na Figura 4.7 estão representados os esquemas das duas diferentes configurações. A configuração A corresponde a ligar rigidamente o modelo do pórtico à mesa sísmica. A configuração B, corresponde à introdução o modelo de solo entre o modelo do pórtico e a mesa sísmica. São colocados acelerómetros na mesa sísmica, no primeiro piso do pórtico, bem como na base da estrutura quando é introduzido o modelo de solo. Cada acelerómetro deverá ser devidamente colocado e a orientação positiva estar de acordo com a orientação do acelerómetro da mesa sísmica.

Estas configurações são sujeitas a vibrações basais e os dados são reconhecidos e analisados. Para se determinar a frequência natural de cada modelo sugere-se a utilização do sinal *seno sweep*, o qual consiste numa função sinusoidal cuja frequência aumenta com o decorrer do tempo, isto é, a sua frequência aumenta desde 1 Hz até aos 15 Hz em 30 segundos. Determina-se a função de transferência a partir dos dados recolhidos para detectar os picos do espectro da amplitude de Fourier.

A determinação dos coeficientes de amortecimento faz-se submetendo os modelos a vibrações livres. No caso do modelo solo-estrutura, submete-se apenas o modelo físico do solo a esse tipo de vibração.

Por fim, submetem-se os modelos físicos a uma acção sísmica conhecida El Centro e recordam-se as acelerações. Para elaboração de comparações considera-se necessário

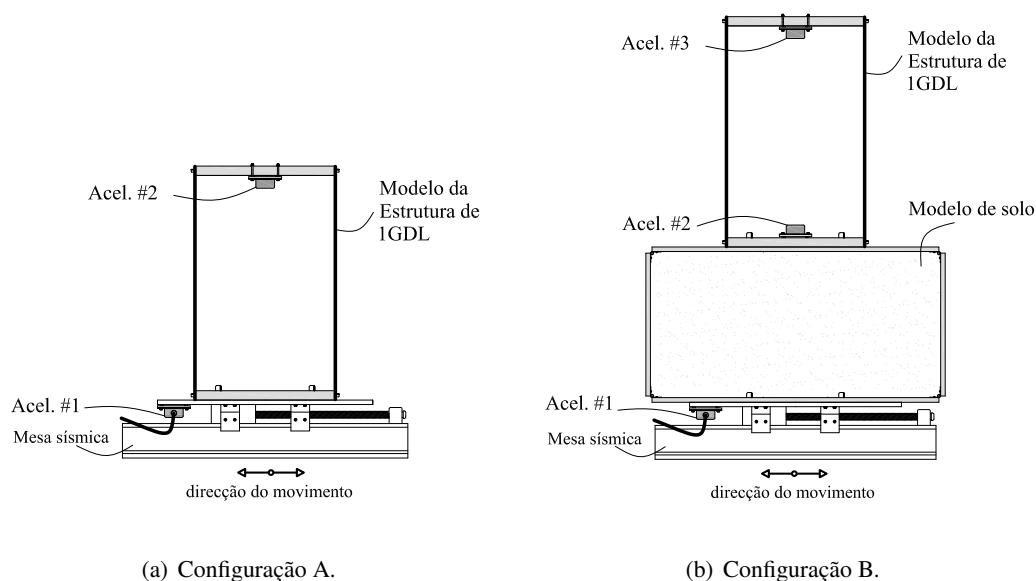


Figura 4.7: Configurações dos modelos experimentados no UCIST.

a determinação das acelerações relativas ao nível do 1º piso do pórtico. As acelerações relativas resultam da diferença entre as acelerações absolutas do 1º piso e as acelerações ao nível da base do mesmo.

4.4.4 Resultados experimentais e cálculos

Segue-se a apresentação dos resultados obtidos para cada configuração que se obtiveram após a recolha de dados seguindo este procedimento experimental simples.

Frequência fundamental de cada modelo físico

Os dois modelos físicos, a estrutura e o solo, foram sujeitos a uma função sinusoidal. A frequência natural de cada modelo corresponde ao valor ao pico no domínio da frequência.

A frequência fundamental do modelo da estrutura é aproximadamente 4.07 Hz como se vê na Figura 4.8, enquanto que a frequência natural do modelo físico do solo experimentado é aproximadamente 4.91 Hz, observável na Figura 4.9. A frequência natural do modelo de solo não é definida perfeitamente, comparativamente a do modelo estrutural. O facto de se poder adicionar massa ao modelo do solo pode resultar numa aproximação dos valores das frequências.

Coefficientes de amortecimento

Para se obterem os coeficientes de amortecimento de cada modelo submeteram-se os mesmos a ensaios de vibração livre. O gráfico das respostas são observáveis na Figura 4.10. Seleccionaram-se os picos de 5 ciclos completos e através da expressão 4.13, calcularam-se os respectivos coeficientes de amortecimento da estrutura e da coluna de solo.

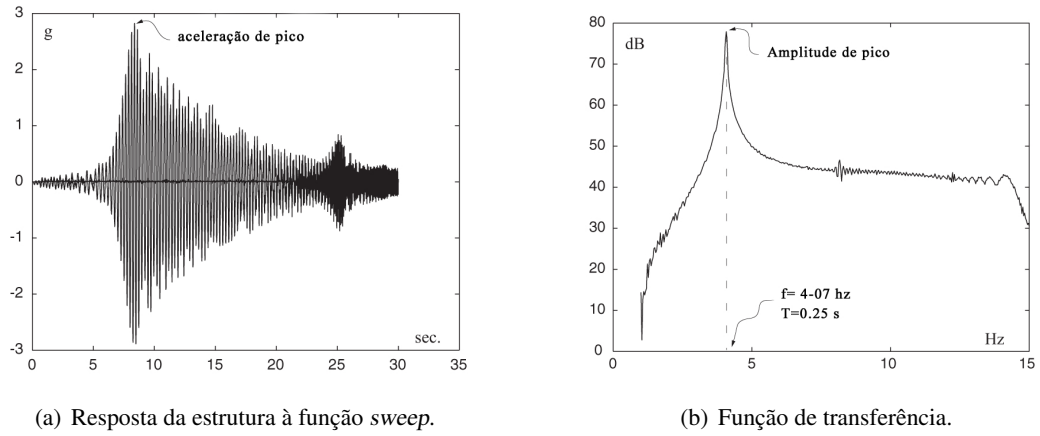


Figura 4.8: Análise dos resultados obtidos pela configuração A.

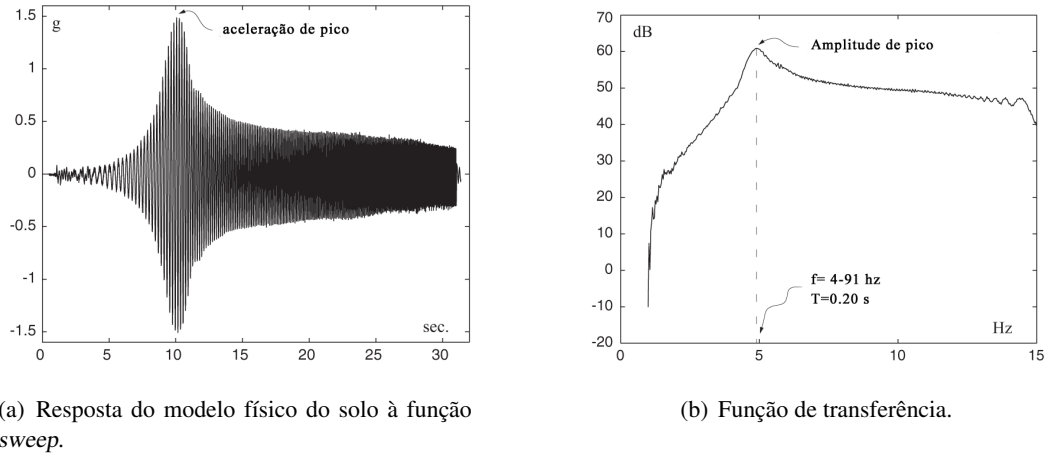


Figura 4.9: Análise dos resultados obtidos pelo modelo físico do solo [8].

$$\xi_e = \frac{1}{(5-1)2\pi} \ln \frac{2.354}{1.989} = 0.00671 \quad (4.14)$$

$$\xi_s = \frac{1}{(5-1)2\pi} \ln \frac{1.217}{0.1978} = 0.0723 \quad (4.15)$$

Acção do sismo El Centro - movimento de campo livre

O modelo de solo é excitado na sua base por uma componente do sismo El Centro. O efeito do modelo do solo pode ser visto quando comparadas as acelerações (acelerações recolhidas pela plataforma da mesa e as acelerações ao nível da superfície do terreno) no domínio da frequência.

A Figura 4.11 mostra as acelerações de *input* no domínio do tempo e no domínio das frequências.

A Figura 4.12 mostra as acelerações recolhidas no superfície do terreno no domínio do tempo e da frequência. O pico da amplificação ocorre para frequências próximas dos 5

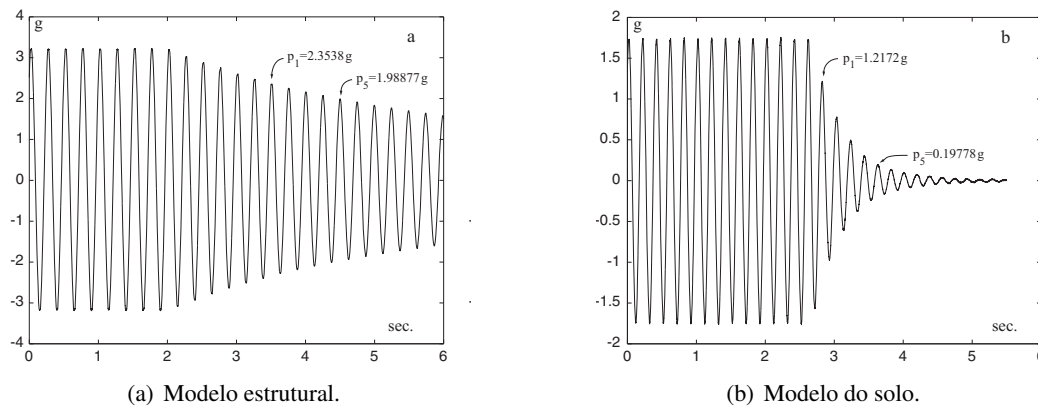


Figura 4.10: Resposta dos modelos em regime livre [8].

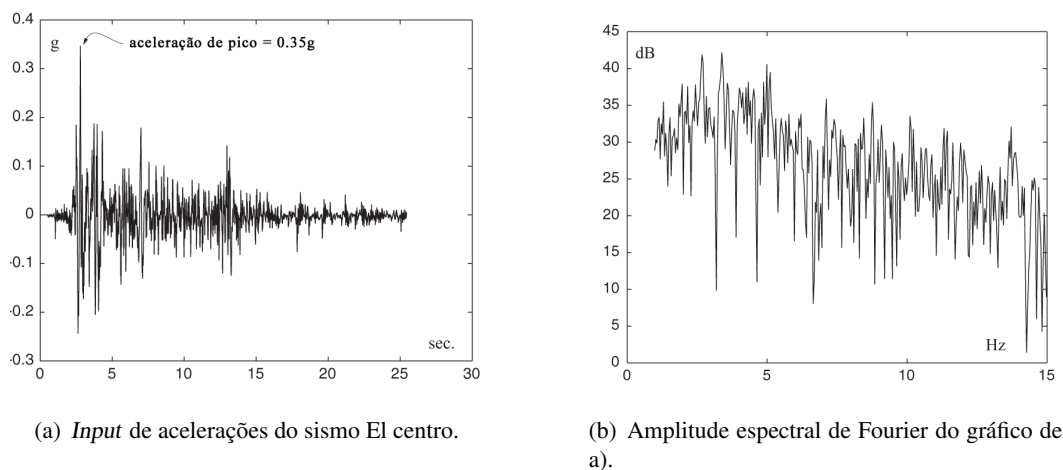


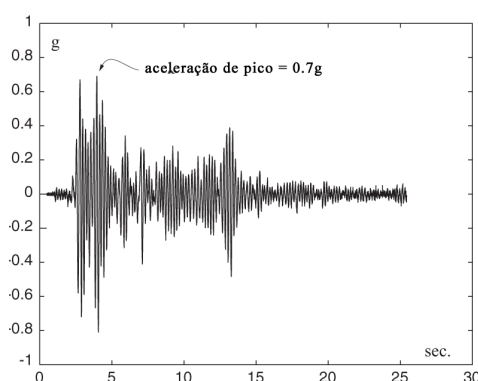
Figura 4.11: Acelerações no domínio do tempo e da frequência do sismo El Centro [8].

Hz.

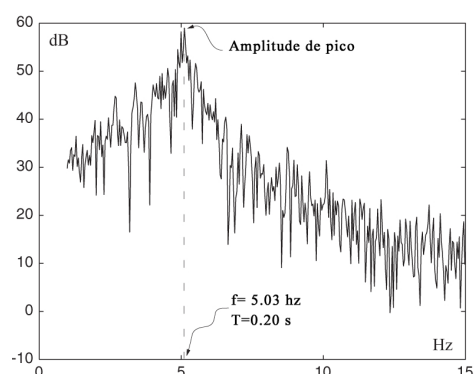
Comparação de Acelerações

O pico das acelerações absolutas captadas no topo do estrutura de 1GDL foi de 1.52g para a configuração A e aproximadamente 1.8g para a configuração B, como se comprova pela consulta dos gráficos da Figura 4.13. A Figura 4.14 mostra o pico das acelerações relativas captadas no topo do modelo estrutural e foi de 1.52g na configuração A e de aproximadamente 1.95 g na configuração B.

Para o movimento do sismo de El Centro, o pico das acelerações relativas da estrutura em relação à sua base (para a condição de ressonância com o modelo de solo) é ligeiramente superior ao pico da aceleração da estrutura de base encastrada. A introdução do modelo de solo insere uma amplificação para o comportamento ressonante, mas também introduz um amortecimento elevado entre a base da estrutura e a plataforma sísmica. A influência do amortecimento é perceptível nas acelerações apresentadas nas Figuras 4.13 e 4.14.



(a) Acelerações da superfície do terreno devido ao sismo El Centro.



(b) Amplitude espectral de Fourier do gráfico de a)

Figura 4.12: Acelerações no domínio do tempo e da frequência do sismo El Centro ao nível da superfície do terreno [8].

4.5 Observações

Este modelo físico do solo apresenta várias limitações comparativamente ao sistema do solo a vários níveis:

- O solo e a espuma apresentam propriedades muito diferentes. Esta abordagem é apenas dedicada às pequenas deformações em que o material é assumido como linear. O que faz com que as propriedades de amortecimento do solo (protótipo) e da espuma sejam muito diferentes.
- Um solo é um meio físico de densidade elevada, enquanto que a espuma tem uma baixa densidade. O sistema acrílico acrescenta uma quantidade considerável de massa, contudo é necessário acrescentar mais massa ao sistema para modificar a frequência natural do solo para se aproximar do da estrutura.
- O sistema de acrílico restringe as placas de espuma a uma deformação uniforme ao corte. Esta simplificação facilita a montagem no laboratorial e reduz-se a um problema de um grau de liberdade. Os solos apresentam outro tipo de deformação.

Apontam-se ainda factores desta modelação que não se observam no modelo solo-estrutura:

- O solo e a estrutura interagem entre si de uma forma local que não é possível representar com um sistema de 2 graus de liberdade. Ocorre um número considerável de fenómenos, como: a deformação local do solo, rotação da estrutura, e outros fenómenos que podem ocorrer ao longo da interface entre os dois componentes solo e estrutura.
- Tanto o solo como a estrutura apresentam um comportamento não-linear perante moderados e fortes vibrações e estão-lhe associadas alterações no amortecimento. A interação solo-estrutura aqui considerada não pode simular esse comportamento.

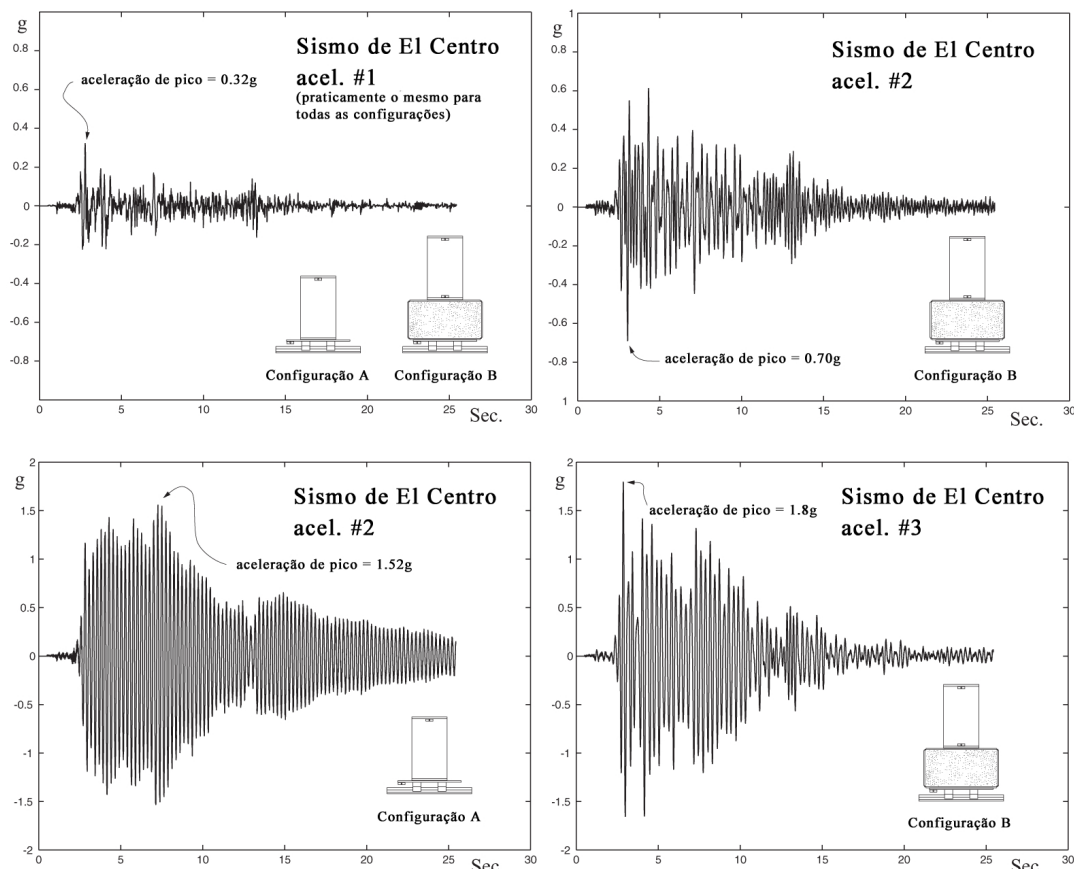


Figura 4.13: Registo de acelerações absolutas das configurações A e B [8].

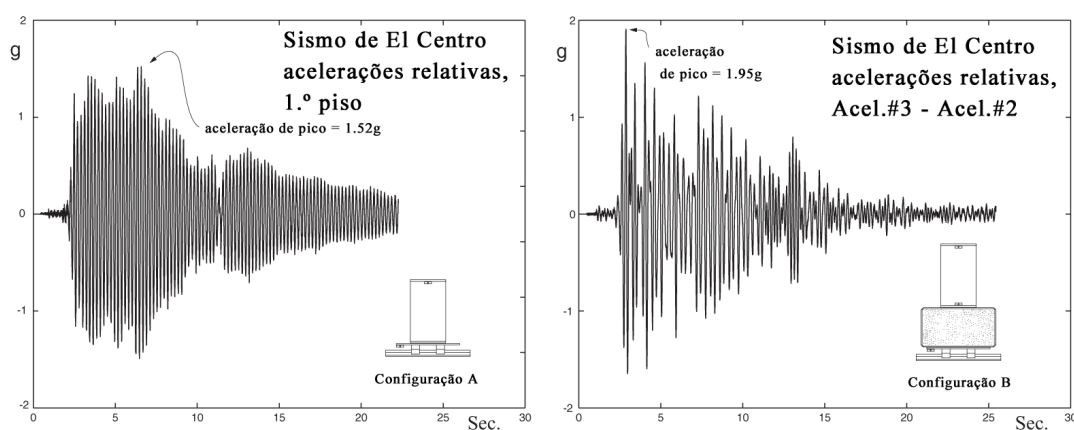


Figura 4.14: Registo de acelerações relativas das configurações A e B [8].

4.6 Conclusões

Este capítulo foi dedicado à apresentação do modelo físico sugerido pelo UCIST, atendendo às simplificações envolvidas para a sua concretização. Pretendeu-se modelar uma camada de solo uniforme, isotrópico e com comportamento linear apoiado sobre um maciço rochoso e, atendendo à aproximação da viga de corte, a coluna de solo sofre deformação uniforme por corte o que é equivalente a assumir o solo como um sistema de 1GDL.

Posto esta consideração o UCIST propõe um modelo simples de solo construído a partir de placas de acrílico de onde resulta um mecanismo com capacidade de distorção e ao qual lhe é adicionado uma espuma, possibilitando deformação uniforme por corte, correspondendo a um sistema de 1GDL.

Para se observarem as potencialidades deste modelo, o UCIST desenvolveu um procedimento experimental o qual tem como objectivos a determinação de frequências próprias dos modelos, coeficientes de amortecimento e por último a elaboração de comparações em termos de acelerações absolutas e relativas. Para determinar as frequências próprias do modelo recorreu-se à função de transferência e ao conceito de Transformada discreta de Fourier (DFT). Para determinar o coeficiente de amortecimento é sugerido o método do decremento logarítmico. Estas sugestões em termos de modelo físico e procedimento experimental servirão de referência para o estudo experimental que se segue.

A interação solo-estrutura solo é um fenómeno que ocorre a nível local, que não é possível representar com um sistema de 2GDL. Contudo, as simplificações aqui apresentadas permitiram a elaboração de um modelo físico que permite observar, em termos académicos, uma ligeira interacção entre os dois modelos.

Capítulo 5

Programa Experimental

5.1 Considerações

Neste capítulo apresentar-se-á o modelo físico desenvolvido para este estudo. O modelo foi desenvolvido com base no que se apresentou no capítulo 4. Foram consideradas mais configurações experimentais e ainda outras técnicas de análise de processamento de sinal diferentes daquelas que foram sugeridas pelo UCIST.

O objectivo principal do programa experimental consistiu na apresentação da concepção dos modelos físicos experimentados e demonstrar os efeitos das condições locais da resposta dinâmica da estrutura durante excitações sísmicas. Por análise das acelerações recolhidas durante as excitações basais por intermédio da mesa sísmica, procedeu-se à determinação de propriedades dinâmicas dos modelos: frequências naturais e coeficientes de amortecimento. Fez-se também uma análise comparativa das respostas em termos de acelerações absolutas e relativas.

Neste estudo consideraram-se 2 modelos principais: modelo da estrutura e o modelo solo-estrutura. Fizeram-se onze configurações diferentes, onde o modelo físico da estrutura e o modelo físico de solo sofreram aumentos de rigidez. Para aumentar a rigidez do modelo da estrutura procedeu-se ao seu contraventamento com cabos de nylon. O modelo de solo sofreu aumento de rigidez através da colocação de mais espuma de polietileno, para se visualizar os efeitos provados pelo aumento da rigidez.

Diferenciam-se três tipos de configurações: a estrutura ligada rigidamente à plataforma da mesa sísmica; o modelo físico do solo a simular o campo livre, isto é, o modelo de solo ligado à mesa sísmica; as configurações solo-estrutura, as quais resultam da colocação do modelo do solo entre o modelo da estrutura e a mesa sísmica.

Como organização do programa experimental, dividiu-se o próprio em 3 fases, como se segue:

- A primeira fase consistiu na apresentação da concepção dos vários modelos físicos;
- Na segunda fase os modelos foram submetidos as várias acções dinâmicas;
- Na terceira fase, procedeu-se à apresentação dos resultados obtidos;

Apresenta-se também o equipamento de laboratório utilizado, bem como as considerações que se tiveram no desenvolvimento de cada modelo estudado. Os resultados

apresentar-se-ão em gráficos do espectro da amplitude de Fourier bem como em gráficos de acelerações ao longo do tempo.

5.2 Equipamento laboratorial

A elaboração deste estudo laboratorial necessitou material específico que merece ser atendido. Necessitou-se de recorrer à mesa sísmica do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, a qual serviu para submeter os modelos a movimentos basais com o propósito de determinar as respectivas características dinâmicas. A mesa sísmica é da marca Quanser[®], modelo *Shake Table II*, apresentando como principais características as discriminadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Características da mesa sísmica da Quanser[®] [80]

Dimensões da Plataforma	460x460 mm^2
Dimensões da Base	680x460 mm^2
Altura total	12.4 cm
Potência do Motor	400 W
Massa	27,2 kg
Massa máxima do modelo	15 kg
Graus de liberdade controlados	1 - segundo x
Desempenho	
Força aplicada	708.7 N
Aceleração máxima	24,5 m/s^2
Velocidade máxima	664.9 mm/s
Deslocamento máximo	76.2 mm

A utilização deste simulador sísmico só é possível com apoio de outros equipamentos, sendo estes:

- Amplificador de Potência Universal (APU) - tem a finalidade de fornecer energia e informação de controlo à mesa sísmica. Este dispositivo tem ligado um cabo com botão de emergência que permite a paragem imediata dos ensaios.
- Módulo de Aquisição de Dados (MAD) - é uma placa de controlo e de medição versátil permitindo uma extensa gama de inputs e outputs. Estabelece a ligação entre o computador e a APU. A sua finalidade é converter dados digitais (computador) em dados analógicos (APU), e vice-versa.
- Computador - tem que ter como requisitos mínimos os exigíveis pelos programas Quanser WinCon Server[®] e o Matlab[®]. O primeiro software permite o controlo das operações na mesa sísmica, desde a simulação dos sismos (reais ou artificiais) bem como a receptor dos dados das experiências. O Matlab[®] tem como função o tratamento de dados. É pelo computador que há uma interacção e controlo dos ensaios em tempo real e ainda o processamento gráfico dos dados recolhidos.

- Acelerómetros - São transdutores que permitem medir as acelerações ao longo do tempo. Utilizaram-se até três destes aparelhos. Estes estão devidamente identificados com direcção e sentido segundo os quais devem ser instalados tal como é possível observar na Figura 5.1(a). Estes acelerómetros são unidireccionais e a informação gerada por estes aparelhos é transmitida por cabo, tal como se visualiza na Figura 5.1(b), ao APU.



(a) Vista das indicações de instalação do acelerómetro.



(b) Conexão do cabo com o acelerómetro.

Figura 5.1: Acelerómetro utilizado durante os ensaios.

Estes aparelhos encontram-se ligados por cabos apropriados responsáveis pela transmissão de informação entre os vários dispositivos. Para uma percepção adequada do processo de transmissão de informação é recomendada a visualização da Figura 5.2.

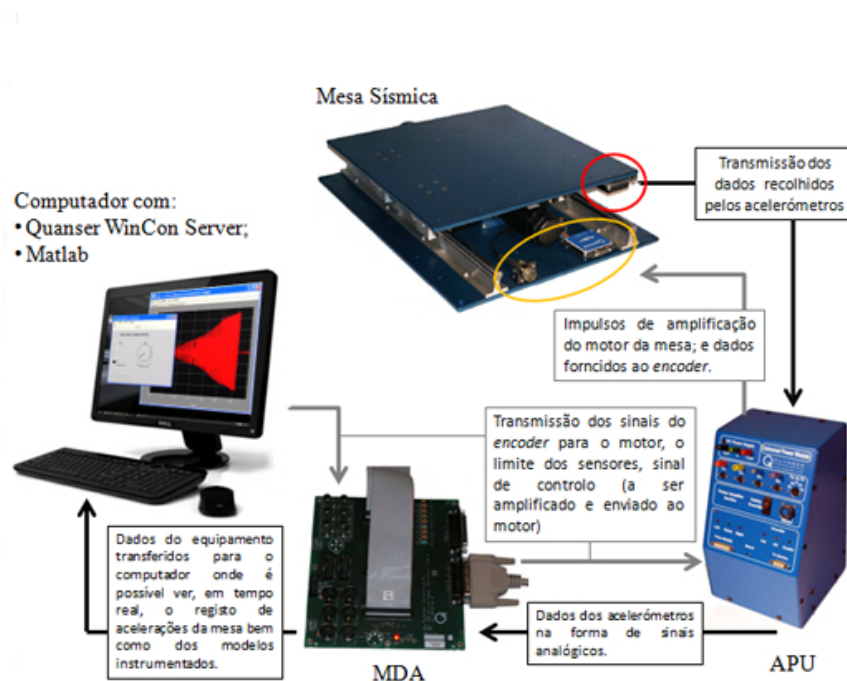


Figura 5.2: Esquema da distribuição de informação trocada entre os vários dispositivos de apoio à mesa sísmica.

Em relação às instalações no laboratório a mesa sísmica está rigidamente ligada, por intermédio de parafusos, a uma plataforma que consiste numa estrutura metálica rígida e

soldada, a qual está encastrada na laje do piso. A finalidade desta plataforma é facultar uma instalação adequada no laboratório conferindo estabilidade durante os ensaios, tal como se visualiza na Figura 5.3.



Figura 5.3: Ligação rígida estabelecida entre a plataforma de apoio e a mesa sísmica.

Por fim, são necessários os modelos físicos do solo e da estrutura, nas configurações necessárias.

5.3 Apresentação e concepção dos modelos físicos

5.3.1 Modelo físico da estrutura

Não foi necessário a concepção do modelo estrutural uma vez que o próprio fornecedor da mesa sísmica produz modelos de estruturas em pórticos até três pisos, tornando-se simples a sua montagem e instalação na plataforma da mesa sísmica. Na Figura 5.4 é apresentado o modelo físico do pórtico.



Figura 5.4: Modelo reduzido da estrutura em pórtico de 1GDL.

A montagem deste modelo físico é estabelecida com recurso a chapas metálicas e a placas de acrílico. Os pilares do modelo são em chapas metálicas e as vigas são em acrílico. Cada ligação entre estes dois elementos é conseguida por intermédio de uma chapa metálica e com três parafusos metálicos tal como se observa na Figura 5.4.

A Tabela 5.2 compila as dimensões dos elementos estruturais deste modelo e a Tabela 5.3 sintetiza as massas dos elementos da estrutura.

Tabela 5.2: Dimensões dos elementos estruturais do pórtico

	Pilares (1)	Viga (2)
Dimensões da Secção [mm x mm]	109 x 1.65	109 x 10
Comprimento do elemento [mm]	500	305

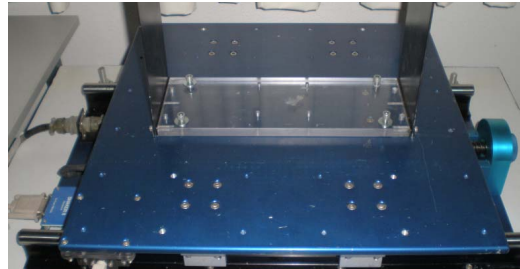
As placas de acrílico têm, devidamente localizados, furos com diferentes diâmetros tal como se pode observar na Figura 5.5 (a). Estes furos possibilitam uma correcta ligação à plataforma da mesa sísmica por intermédio de quatro parafusos metálicos tal como é possível observar na Figura 5.5 (b). A rigidez conferida pelos parafusos é considerado um encastramento perfeito entre a plataforma sísmica e o modelo reduzido. A placa de acrílico dispõe ainda de furos apropriados para a devida instalação dos acelerómetros com o auxílio de parafusos metálicos, sendo possível verificar pela Figura 5.5 (a).

Tabela 5.3: Massa dos componentes da estrutura

Peça (unidade)	Massa (kg)
Chapa dos pilares (1)	0.877
Acelerómetro piezoeléctrico	0.107
Parafusos do acelerómetro	0.002
Parafusos das ligações	0.009
Chapa metálica das ligações	0.020
Placa de acrílico (2)	0.472



(a) Furos na placa de acrílico que permitem a ligação à plataforma da mesa sísmica bem como a instalação de acelerómetros.



(b) Ligação rígida estabelecida entre o modelo da estrutura e a mesa sísmica, com recurso a quatro parafusos apropriados.

Figura 5.5: Ligação entre o modelo estrutural e a mesa sísmica.

O facto das vigas, em acrílico, apresentarem uma rigidez muito superior àquela que os pilares manifestam, pode considerar-se que este piso é um diafragma rígido no seu plano. Assume-se que o pórtico é de 1GDL, apresentando-se Figura 5.6 o modelo matemático, onde os pilares conferem uma rigidez $k/2$ e uma massa distribuída m , ligados a uma viga de massa M de rigidez infinita. O modelo tem um factor de amortecimento, ξ .

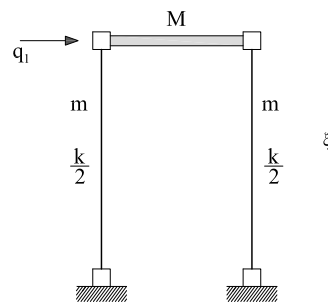


Figura 5.6: Modelo matemático adoptado para a estrutura.

5.3.2 Modelo físico do solo

O modelo físico foi desenvolvido com base no modelo sugerido pelo UCIST. Para tal foi necessário acrílico e espuma de polietileno. A montagem do mecanismo foi elaborada com quatro placas de acrílico, as quais são ligadas, entre si, através de dobradiças. Na Figura 5.7 pode observar-se o aspecto do mecanismo adoptado.

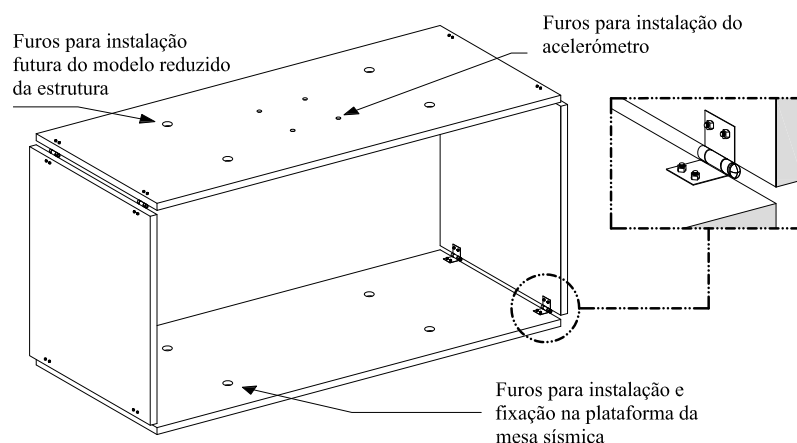


Figura 5.7: Mecanismo utilizado para a concepção do modelo reduzido do solo.

Quanto à geometria optou-se por um acrílico com espessura de 10 mm. O acrílico foi cortado em quatro placas com duas dimensões diferentes, nomeadamente: 611x200x10 mm e 351x200x10 mm.

Não foi possível encontrar a espuma sugerida pelo UCIST e como tal foi necessário adoptar um material semelhante. Os materiais sintéticos reúnem uma série de características adequadas para modelar a rigidez do solo. A elasticidade exibida por alguns materiais poliméricos levam-os a constituir candidatos adequados para modelar o comportamento linear que se pretende do solo (modelo físico), como já foi provado no modelo proposto no capítulo 4.

O estudo prosseguiu adoptando-se a espuma de polietileno, utilizada na construção civil. A espuma de polietileno encontra-se disponível em rolos cilíndricos, cuja tela tem como dimensões 25000x1000x3 mm (rolo desenrolado).

Definido o material com o qual se preencherá o espaço vazio do mecanismo. Resta saber o modo com se pode colocar esse material no espaço vazio do núcleo do mecanismo. Numa primeira fase optou-se por cortar a tela de espuma em tiras rectangulares e colocadas paralelamente no interior do mecanismo. Porém, esta solução não se revelou a mais apropriada. As tiras desse material escorregavam entre si, não permitindo a recuperação total da posição original. É pois um sistema com comportamento não linear.

Como tal, optou-se por alterar o modo como se colocava este material no mecanismo. Uma vez que a espuma é vendida em rolos cilíndricos e ao aplicar forças estáticas e/ou dinâmicas numa das extremidades do cilindro observou-se que o cilindro recuperava a sua posição original após deformação. Através desta observação considerou-se que o cilindro exibia um comportamento elástico linear.

Na Figura 5.8 é possível visualizar-se a colocação de uma fita adesiva em torno do cilindro de espuma com o objectivo de garantir um confinamento adequado ao próprio



Figura 5.8: Cilindro de espuma de polietileno onde é possível visualizar a fita adesiva.

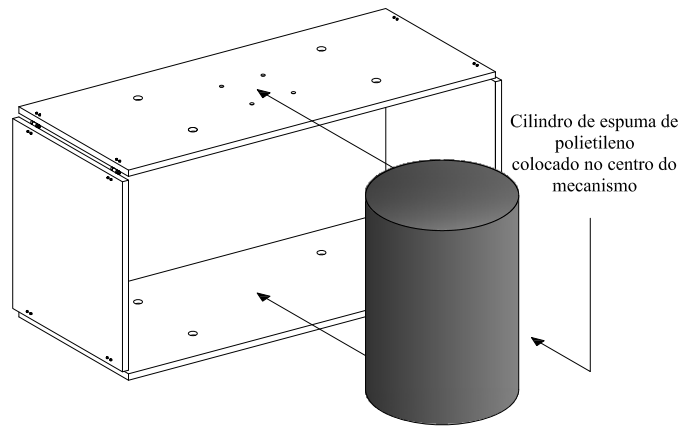


Figura 5.9: Instalação do cilindro de espuma no interior do mecanismo.

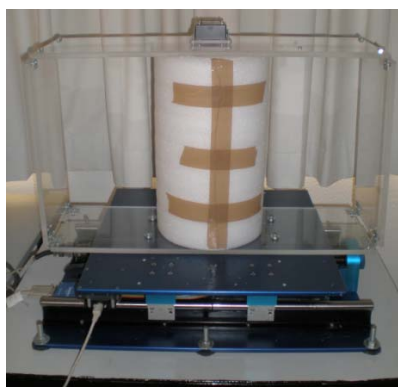
cilindro.

Para terminar o modelo físico do solo bastará uma correcta instalação deste cilindro de espuma no interior do mecanismo. Na Figura 5.9 ilustra-se o modo como se pretende instalar a espuma de polietileno. Quanto às dimensões do cilindro de espuma teve-se em atenção a distância entre as placas de acrílico mantendo-se uma altura ligeiramente superior para o cilindro de espuma de forma a garantir confinamento adequado no interior do mecanismo, de forma a minimizar o escorregamento do material durante os ensaios de vibração.

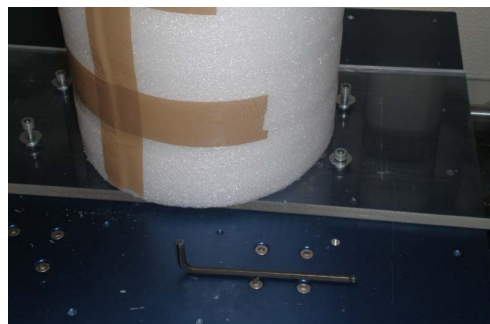
Por fim, na Figura 5.10 é possível visualizar o aspecto final do modelo físico do solo. Quanto à instrumentação do modelo de solo, é possível visualizar na Figura 5.10 foi elegido o topo do modelo para instalação do acelerómetro.

Mediram-se as massas de cada um destes componentes para posteriores cálculos e registaram-se na Tabela 5.4.

Apesar deste modelo físico do solo ser diferente daquele proposto no capítulo 4, este



(a) Posicionamento do modelo de solo na mesa sísmica.



(b) Ligação rígida do modelo de solo à mesa sísmica.

Figura 5.10: Modelo físico de solo instalado na plataforma da mesa sísmica.

Tabela 5.4: Valores das massas dos componentes dos dois modelos de solo.

Componente	Massa (<i>kg</i>)
Painel superior de acrílico e dobradiças	1.417
Painel lateral em acrílico (unidade)	0.801
Acelerómetro e parafusos	0.124
Cilindro 1 de espuma de polietileno	0.212

também permite distorções laterais e é considerado um sistema com 1GDL.

5.3.3 Aumento da rigidez dos modelos físicos

As modificações na rigidez do solo e da estrutura conduzem a alterações no comportamento do sistema estrutural. Nesta fase realizaram-se modificações na rigidez dos modelos físicos da estrutura e do solo para se poder observar as consequências na resposta global do sistema dinâmico solo-estrutura.

A alteração na rigidez da estrutura pode conseguir-se através do seu contraventamento enquanto que no modelo do solo a modificação na rigidez pode realizar-se através de mais uma coluna de espuma polietileno.

Aumento da Rigidez da estrutura

O pórtico pode sofrer modificações da rigidez de várias formas. São várias as hipóteses a ponderar para aumento da rigidez estrutural: aumento da secção das chapas metálicas dos pilares, contraventamento com chapas metálicas, cabos de aço ou cabos de nylon. Neste caso foram utilizados cabos de nylon. O aumento da rigidez aconteceu num caso adoptando-se dois cabos de contraventamento dispostos na diagonal da estrutura e, noutro caso, com quatro cabos de contraventamento.

Para materialização destes cabos necessitou-se de passadores de cabos de 3 mm, esticador de cabos, fio de nylon de 0.60 mm, cantoneiras de 5x5 cm, anilhas, parafusos e

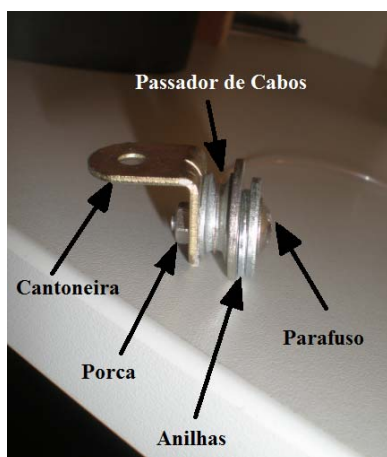
porcas. Na Figura 5.11 apresenta-se como exemplo um esticador de cabos utilizado.



Figura 5.11: Esticador de cabos composto por uma zona central e por dois olhais que se podem aparafusar.

Na Figura 5.12 a) é apresentado o modo de instalação do fio de nylon na cantoneira. O passador de cabos é conectado à cantoneira por intermédio de um parafuso e de três anilhas de modo. O parafuso é devidamente apertado com uma porca.

Na Figura 5.12 b) pode visualizar-se a instalação da cantoneira no modelo reduzido da estrutura.



(a) Indicação dos elementos de ligação.



(b) Pormenor da ligação, por intermédio de cantoneira, anilhas e parafuso, do cabo à estrutura.

Figura 5.12: Modo de ligação do cabo à cantoneira, por intermédio de anilhas, parafuso e porca.

Na Figura 5.13, da esquerda para a direita, visualiza-se o processo adoptado para instalação do fio de nylon no passador de cabos apresentado na Figura 5.12.

O aumento da rigidez resulta do aumento da tensão nos cabos por via manual, a qual se processa por aparafusamento dos olhais do puxador de cabos conforme o operador necessite. Os cabos foram tensionados manualmente de modo a garantir que não ficassem frouxos durante o ensaio dinâmico.

Na Figura 5.14 (a) apresenta-se o modelo estrutural contraventado com 2 cabos e em b) a estrutura é contraventada com 4 cabos.

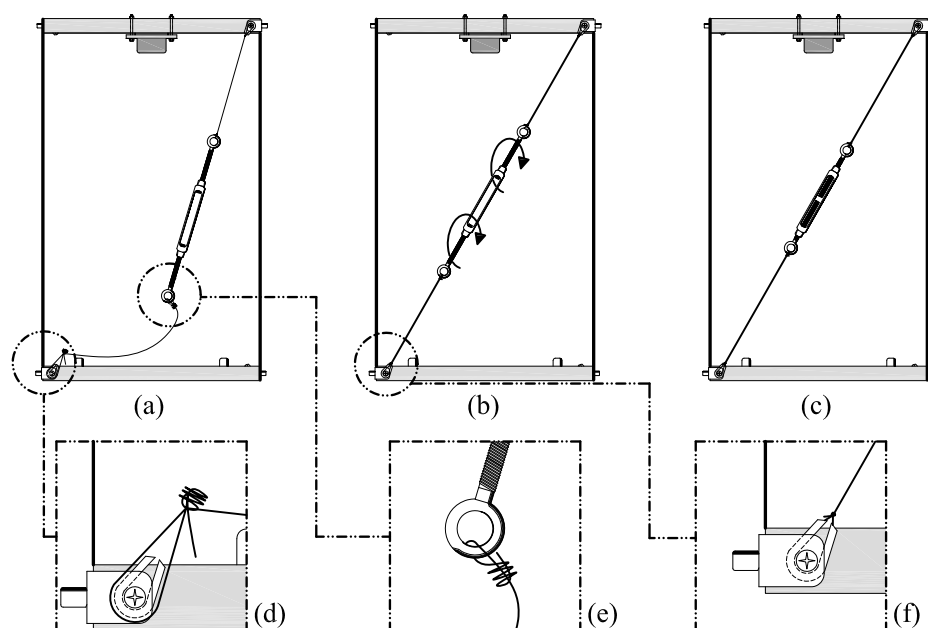


Figura 5.13: Esquema representativo da montagem do cabo de contraventamento do modelo estrutural.



(a) Vista frontal do modelo estrutural com 2 cabos de contraventamento.



(b) Vista frontal do modelo estrutural com 4 cabos de contraventamento.

Figura 5.14: Modelos estruturais contraventados.

Aumento da rigidez do solo

O aumento de rigidez do modelo físico do solo é conseguida através da conveniente instalação de mais um cilindro de espuma de polietileno no interior do mecanismo. Na Figura 5.15 apresenta-se o modelo com 2 cilindros de espuma.



Figura 5.15: Modelo de solo com dois cilindros de espuma de polietileno.

Na Tabela 5.5 é possível consultar a massa deste segundo cilindro de espuma.

Tabela 5.5: Valores da massa dos cilindros de espuma de polietileno utilizadas no modelo de solo.

Componente	Massa (<i>kg</i>)
Cilindro 1 de espuma de polietileno	0.212
Cilindro 2 de espuma de polietileno	0.298

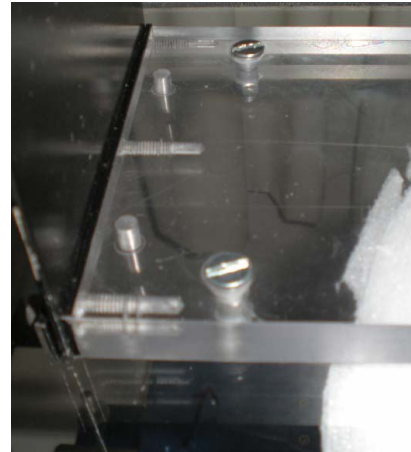
Na Figura 5.15 observa-se que os dois cilindros não têm as mesmas dimensões. Tal é justificado pelo facto do corte do material se revelar complicado e não permitir o corte com a precisão pretendida. Como tal, o cilindro 2 ficou com uma altura diferente da do cilindro 1. Para manter os mesmos efeitos, o cilindro 2 ficou com o diâmetro superior ao do cilindro 1.

5.3.4 Configuração solo-estrutura

Esta configuração resulta do acoplamento entre o modelo físico da estrutura e o modelo de solo. A união entre os dois modelos reduzidos é estabelecida através de uma ligação rígida. O mecanismo do solo, tem devidamente localizados furos para a correcta instalação do modelo da estrutura e de um acelerómetro. Na figura 5.16 observa-se a ligação entre os modelos através de parafusos metálicos que permitem uma ligação rígida entre os dois modelos.



(a) Pormenor do apoio da estrutura sobre o modelo de solo, sem os parafusos.



(b) Vista superior sobre os parafusos.

Figura 5.16: Ligação rígida entre a base do pórtico e o modelo do solo.

O sistema solo-estrutura como consequência do acoplamento do modelo de solo e do modelo da estrutura, resulta num sistema de 2GDL e é apresentado na figura 5.17 o modelo matemático adoptado.

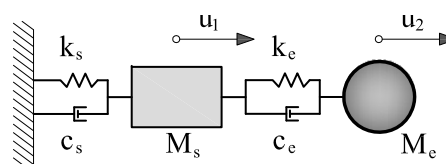


Figura 5.17: Modelo matemático do sistema solo-estrutura.

5.4 Procedimento Experimental

Para investigar os efeitos locais modelo do solo testaram-se onze configurações diferentes na mesa sísmica e obtêm-se as diferentes respostas dinâmicas. Posteriormente, essas respostas são analisadas e comparadas.

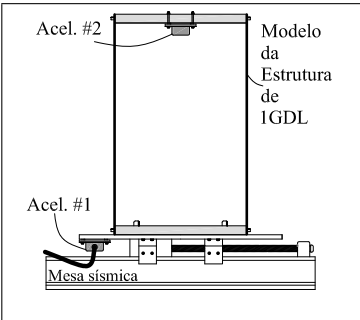
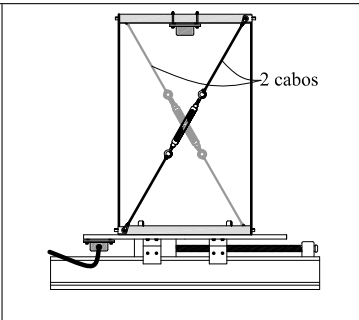
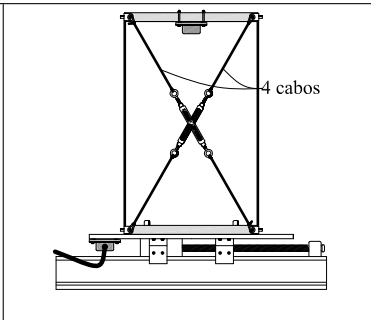
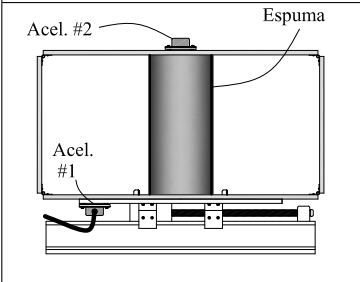
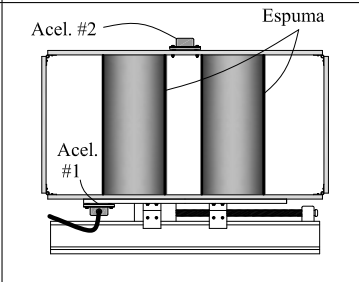
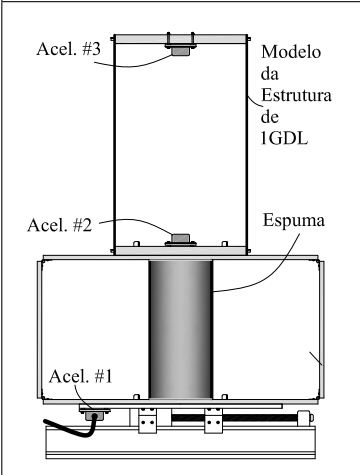
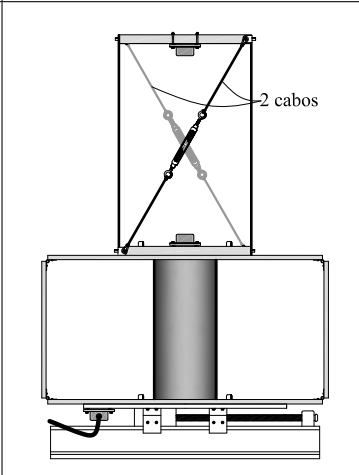
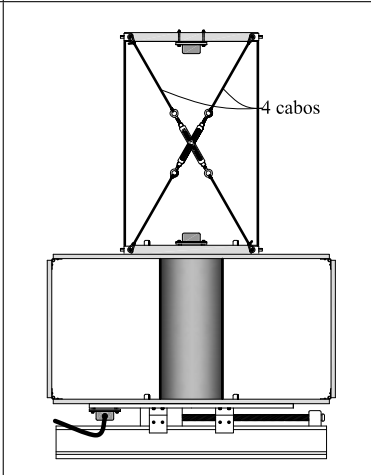
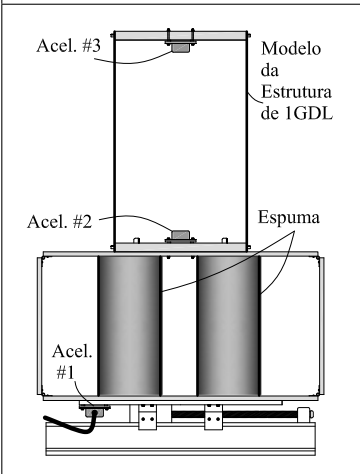
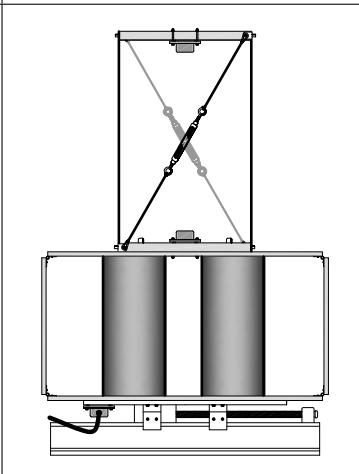
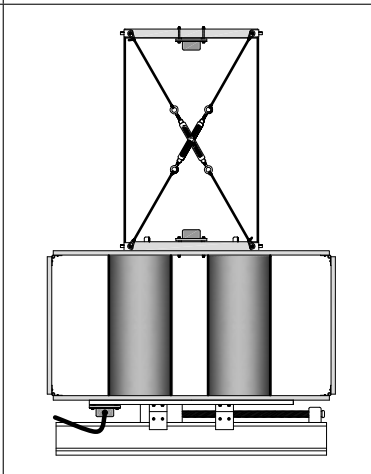
Na tabela 5.6 estão representados os esquemas das diferentes configurações adoptadas (ver Anexo A). A configuração E, corresponde a ligar rigidamente o modelo do pórtico à mesa sísmica. A configuração E2 e E4 consiste em ligar rigidamente o pórtico contraventado com 2 e 4 cabros, respectivamente, à mesa sísmica. A configuração S1 e S2, resultam da ligação do modelo de solo com 1 e 2 cilindros de espuma, respectivamente, à mesa sísmica. Seguem-se as configurações ES1, E2S1 e E4S1 que consistem na introdução do modelo de solo S1 entre o modelo do pórtico, de configuração E, E2 e E4, e a mesa sísmica. Da mesma forma, as configurações ES2, E2S2 e E4S2 correspondem à colocação do modelo de solo S2, entre as configurações E, E2 e E4, respectivamente.

A instrumentação dos modelos físicos passa pela colocação de acelerómetros na mesa sísmica, no primeiro piso do pórtico e na base da estrutura, caso esta esteja apoiada no modelo de solo. Os acelerómetros são colocados segundo a orientação positiva de forma a estarem de acordo com a orientação do acelerómetro da mesa sísmica.

Estas configurações são sujeitas a vibrações basais através da mesa sísmica e os dados são recolhidos e analisados. Enumeram-se os carregamentos dinâmicos utilizados nos ensaios experimentais:

1. Excitação seno sweep - função sinusoidal cuja frequência aumenta com o decorrer do tempo, isto é, a sua frequência aumenta desde 1 Hz até aos 15 Hz em 30 segundos. A resposta dos modelos a esta excitação será utilizada para determinar a frequência fundamental do modelo.
2. Excitação harmónica - a função seno possibilita a escolha da frequência e amplitude da excitação. Introduzindo uma frequência de excitação próxima da frequência fundamental do modelo físico, então este responderá em ressonância. O facto de se usar esta excitação permite verificar o valor da frequência fundamental obtida era a correcta.
3. Vibração livre - introduz-se um deslocamento inicial ao modelo físico e este é largado dessa posição. Recolhe-se a resposta do modelo em regime livre. A análise da resposta do modelo permitirá obter o respectivo coeficiente de amortecimento. Esta abordagem só é válida para sistemas de 1GDL.
4. Acções sísmicas - Por fim, submetem-se os modelos físicos a acções sísmicas conhecidas. Estes sismos encontram-se introduzidos e escalados no sistema de aquisição de dados. Utilizaram-se os sismos de Kobe e de Northridge. Utilizam-se estes sismos conhecidos para ajudar a normalizar os resultados possibilitando comparações com outros estudos. O registo das acelerações de cada acelerómetro localizado em vários níveis do modelo (consultar as figuras da tabela 5.6 onde é possível visualizar a localização dos acelerómetros) servem para se fazerem comparações de resultados. É necessário a determinação das acelerações relativas ao nível do 1º piso do pórtico. As acelerações relativas resultam da subtracção das acelerações absolutas da base do pórtico às acelerações do 1º piso.

Tabela 5.6: Configurações dos modelos físicos instalados na mesa sísmica.

		
E	E2	E4
		
S1	S2	
		
ES1	E2S1	E4S1
		
ES2	E2S2	E4S2

5.5 Resultados experimentais

Em seguida apresentam-se os resultados experimentais obtidos para cada configuração. Os resultados serão apresentados em termos de gráficos do histórico de acelerações temporais, em espectros de amplitudes de Fourier e na forma de tabelas.

5.5.1 Frequência fundamental das várias configurações

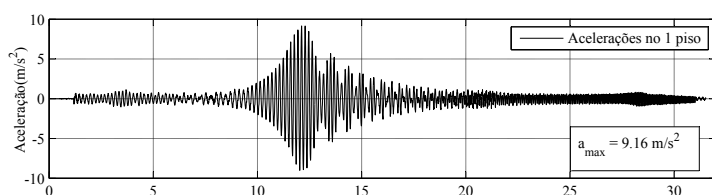
As respostas dos vários modelos foram recolhidas com recurso a acelerómetros piezoeléctricos instalados ao nível de cada grau de liberdade dos modelos físicos testados.

As frequências naturais foram determinadas a partir do espectro de resposta em frequência obtidos a partir da análise dos dados das acelerações recolhidas durante os ensaios de vibração. Para tal, submeteram-se as acelerações, no domínio do tempo, à DFT e determinaram-se as funções de transferência, para obtenção do espectro no domínio da frequência.

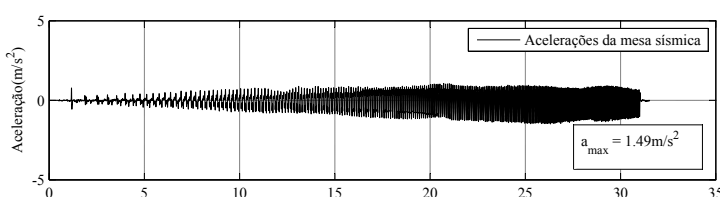
A obtenção desses gráficos foi conseguido com recurso a rotinas desenvolvidas [28] em Matlab[®], as quais se conseguiram com a consulta da “*Signal Processing Toolbox*”, onde se disponibiliza um algoritmo da FFT, permitindo uma passagem eficaz do domínio do tempo para o domínio das frequências.

Modelo físico da estrutura - configuração E

Para determinação experimental das frequências submeteu-se o modelo ao sinal *seno sweep*. Na Figura 5.18 apresentam as acelerações medidas ao nível 1º piso do pórtico (a) e ao nível da base do mesmo (b), isto é, da mesa sísmica.



(a) Acelerações registadas ao nível do piso.



(b) Acelerações basais.

Figura 5.18: Registo de acelerações captadas durante a solicitação do modelo físico estrutural.

Aplicando a FFT ao sinal das acelerações registadas ao nível do primeiro piso, apresentadas na Figura 5.18 (a), obtém-se o espectro que se visualiza na Figura 5.19.

Pelo facto de se conhecer a acção basal e a resposta do modelo, pode-se relacionar a resposta do modelo com a excitação aplicada na base do mesmo e obter-se a função de

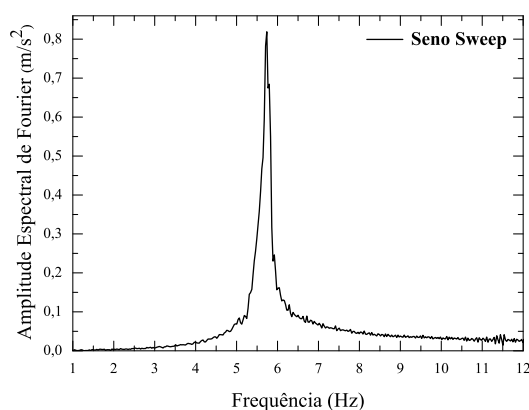


Figura 5.19: Gráfico da amplitude espectral de Fourier do modelo E, obtido a partir das acelerações observadas no 1º piso do modelo.

transferência. Na Figura 5.20 apresenta-se a função de transferência.

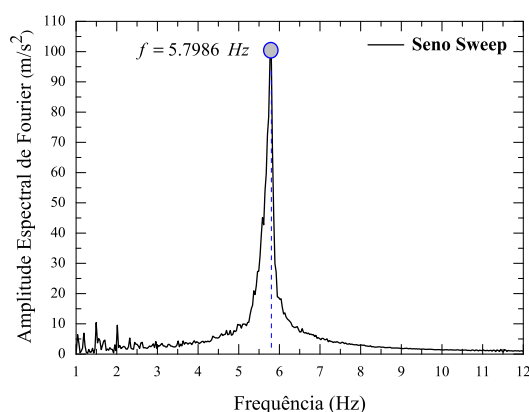


Figura 5.20: Função de transferência do modelo do pórtico.

No gráfico da Figura 5.20 observa-se que, para baixas frequências - inferiores a 2,5 Hz - obtém-se oscilações na curva, sendo estas justificáveis pelos erros de leitura dos aparelhos utilizados.

O efeito de ressonância consiste num fenómeno que faz corresponder um grande factor de amplificação dinâmica para valores de frequência da excitação próximas das frequências fundamentais dos modelos. Desta forma, pela observação do gráfico da Figura 5.20, o pico observado corresponderá ao valor aproximado da frequência fundamental do modelo, que é, neste caso 5,79 Hz.

De forma a validar experimentalmente que o valor obtido, submeteu-se o modelo à função seno, a qual permite ao utilizador do programa de controlo da experiência escolher a frequência de excitação. Escolhendo o valor de 5,79 Hz observou-se que a estrutura entrava em ressonância, o que permitiu constatar que a metodologia adoptada se encontra bem implementada.

Configurações E2 e E4

As configurações, E2 e E4, resultam do contraventamento do pórtico com 2 e 4 cabos, respectivamente. A colocação destes cabos conduziram a um aumento da rigidez do pórtico e consequentemente a um aumento valor numérico da frequência fundamental de cada modelo. Na Figura 5.21 estão presentes os espectros de Fourier onde se identificam os valores das frequências próprias de caso.

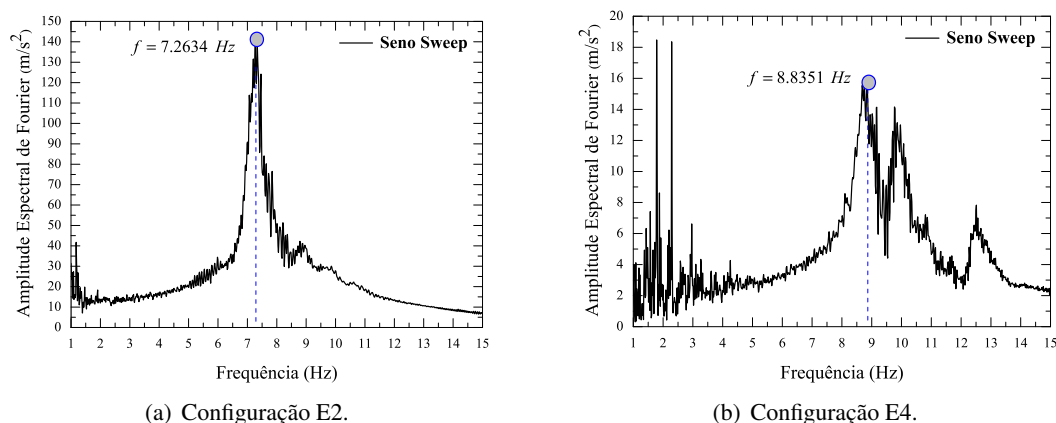


Figura 5.21: Funções de transferência de E2 e E4.

Observando as curvas para cada modelo verifica-se a existência de instabilidade das curvas. Destaca-se o modelo E4 onde a instabilidade é mais acentuada para frequências até 4 Hz. A instabilidade acentuada das curvas podem estar relacionadas com a forma como os cabos de contraventamento foram desenvolvidos e instalados. Em relação ao gráfico da configuração E4, da Figura 5.21(b), é visível a presença de três diferentes picos os quais se identificam como frequências próprias do modelo.

Configurações S1 e S2

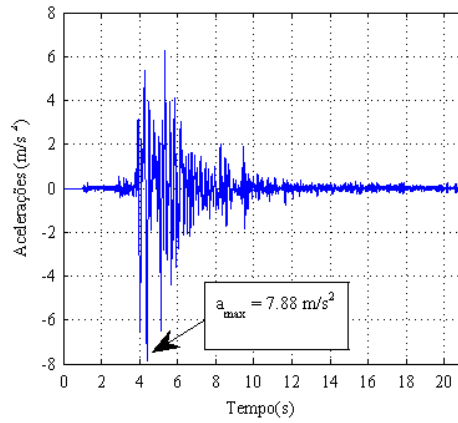
As duas configurações do solo foram excitadas, na sua base por uma componente do sismo de Kobe e Northridge. O efeito do modelo do solo pode ser visto quando comparadas as acelerações (acelerações recolhidas pela plataforma da mesa e as acelerações ao nível da superfície do terreno) no domínio da frequência.

A Figura 5.22 mostra as acelerações do *input* na mesa sísmica, no domínio do tempo e no domínio das frequências para os dois sismos - Kobe e Northridge.

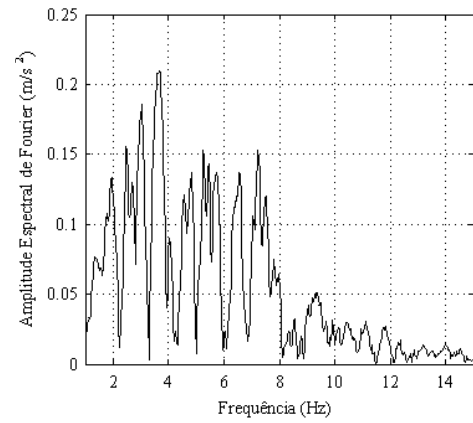
As Figuras 5.23 e 5.24 mostram as acelerações recolhidas à superfície do terreno no domínio do tempo e da frequência para a configuração S1. O mesmo se apresenta para a configuração S2 nas Figuras 5.25 e 5.26. O pico das amplitudes divergem bastante nos dois casos. No modelo da configuração S1 obtém-se um pico correspondente a 4.85 Hz e 6.16 Hz. No caso da configuração S2 obtém-se um pico 7.26 Hz e 5.98 Hz. Nas duas configurações, obtiveram-se valores de frequências naturais que não são próximas entre si.

Para contornar este problema excitaram-se os modelos com o sinal seno sweep, aplicou-se a FFT no registo de acelerações e obtiveram-se os espectros da Figura 5.27.

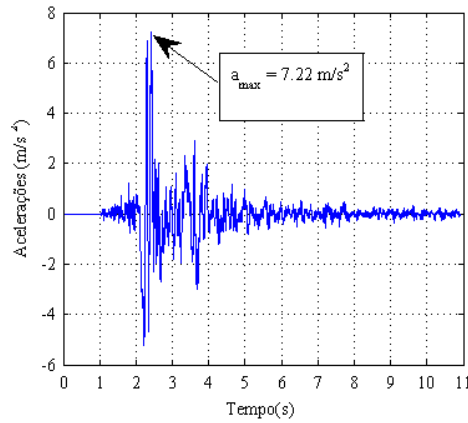
Por observação destes dois gráficos da Figura 5.27, constata-se uma instabilidade nos resultados. As curvas destes relativas aos dois modelos, são pouco claras em relação ao



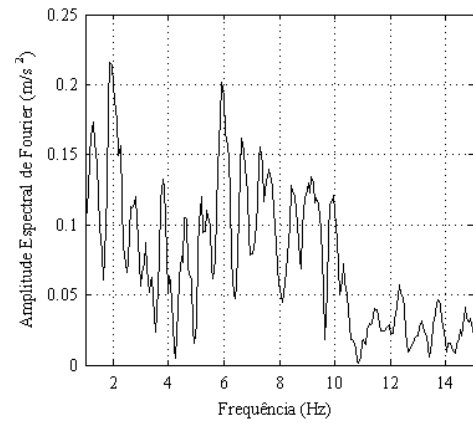
(a) Input de acelerações do sismo de Kobe.



(b) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de a).



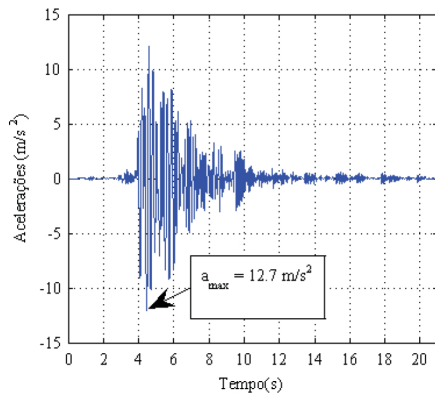
(c) Input de acelerações do sismo de Northridge.



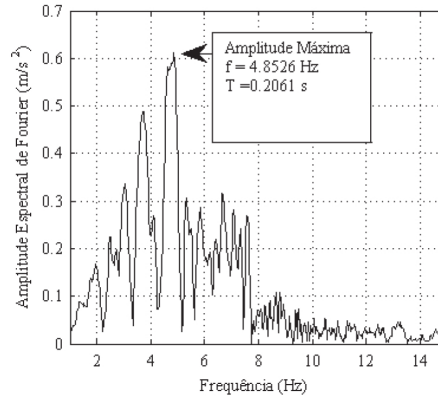
(d) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de c).

Figura 5.22: Acelerações no domínio do tempo e da frequência dos sismos de Kobe e Northridge.

comportamento do modelo para frequências baixas. Observa-se instabilidade nas curvas para frequências abaixo dos 3 Hz, sendo justificável pelo comportamento das dobradiças, as quais influenciam o comportamento do modelo físico do solo. Considerou-se como frequência natural o valor de 6.38 Hz para o modelo da configuração S1 e o valor de 9.74 Hz para a configuração S2.

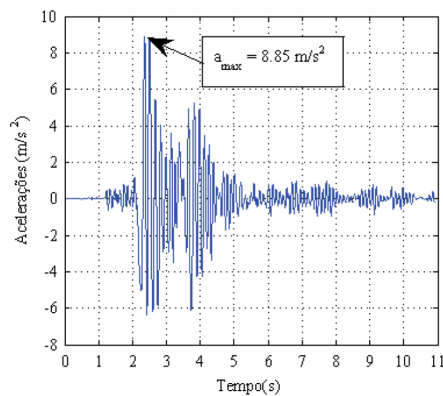


(a) Acelerações à superfície do solo devido ao sismo de Kobe.

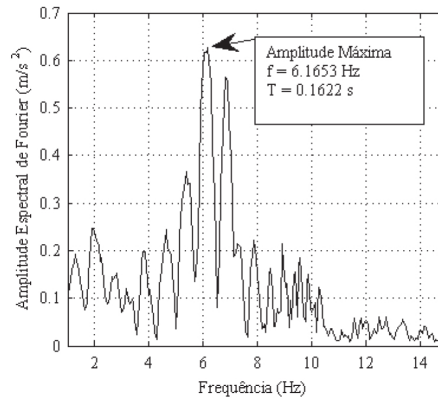


(b) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de a).

Figura 5.23: Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Kobe para a configuração S1.

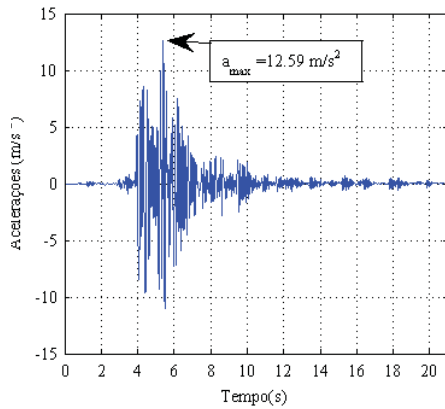


(a) Acelerações à superfície do solo devido ao sismo de Northridge.

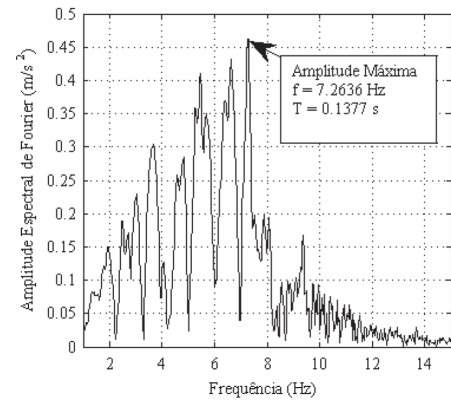


(b) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de a).

Figura 5.24: Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Northridge para a configuração S1.

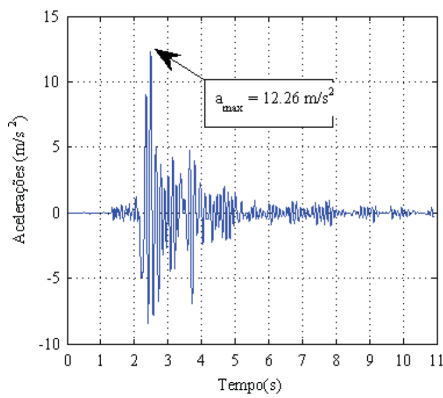


(a) Acelerações à superfície do solo devido ao sismo de Kobe.

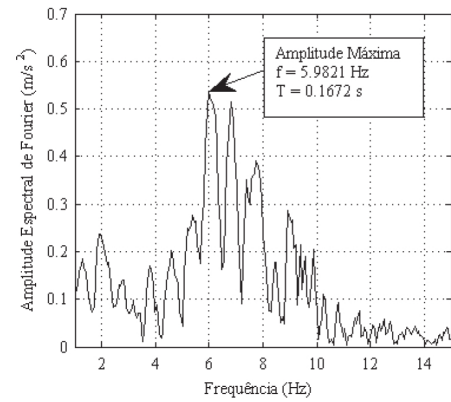


(b) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de a).

Figura 5.25: Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Kobe para a configuração S2.

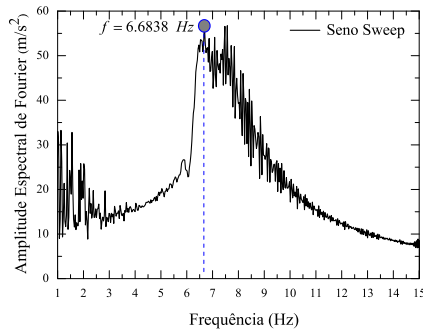


(a) Acelerações à superfície do solo devido ao sismo de Northridge.

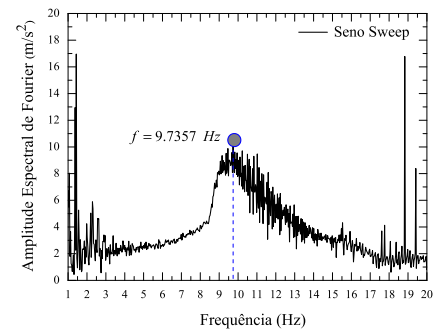


(b) Amplitude da transformada de Fourier sobre as acelerações de a).

Figura 5.26: Acelerações no domínio do tempo e da frequência, da resposta ao sismo de Northridge para a configuração S2.



(a) Espectro de Fourier do modelo S1.

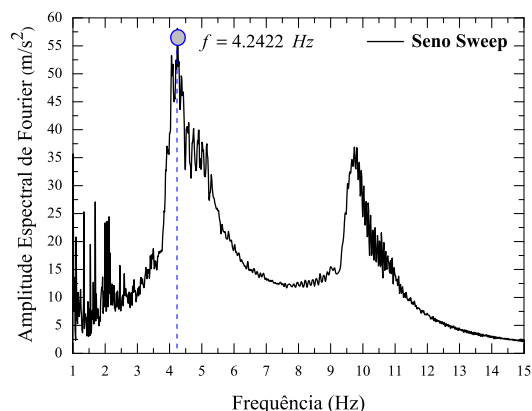


(b) Espectro de Fourier do modelo S2.

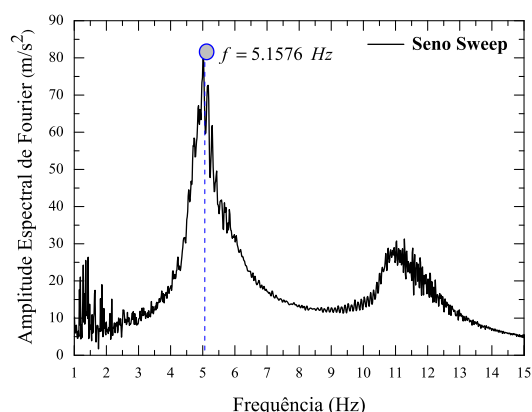
Figura 5.27: Espectro da amplitude de Fourier, da configuração S1 e S2.

Configurações Solo-Estrutura

As configurações resultantes do acoplamento entre o modelo da estrutura e do solo - ES1, ES2, E2S1, E2S2, E4S1, E4S2 - resultam num sistema de 2 GDL. Na Figura 5.28 apresentam-se os gráficos da amplitude espectral de Fourier correspondentes a ES1 e ES2, conseguidos com os dados de acelerações reconhidas ao nível do primeiro piso da estrutura (acelerómetro # 3 dos modelos representados na tabela 5.6).



(a) Modelo ES1 - piso 1



(b) Modelo ES2 - piso 1

Figura 5.28: Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos ES1 e ES2.

Observando, de uma forma geral, as duas curvas dos dois modelos constata-se que as mesmas apresentam uma instabilidade para baixas frequências, até aos 3 Hz no caso do modelo ES1 e até aos 2 Hz no caso do modelo ES2. Recorrendo, novamente, à utilização da função sinusoidal seno, excitaram-se os modelos para frequências inferiores às referidas e foi observável que os dois modelos não entravam em ressonância. A instabilidade das curvas dos dois modelos para baixas frequências são explicadas pelas dobradiças do mecanismo do solo.

Por último, resta referir que em ambos os espectros é observável dois picos, isto é, duas frequências próprias, o que seria de esperar visto que o sistema detém de dois graus de liberdade.

O modelo do pórtico contraventado com 2 e 4 cabos, respectivamente, apoiado nos dois diferentes modelos de solo (S1 e S2) submeteram-se ensaios de vibração com o sinal

seno Sweep. Através dos dados recolhidos obtiveram-se os espectros correspondentes às quatro diferentes configurações.

Na Figura 5.29 podem ser observados os espectros da amplitude de Fourier obtidas para os quatro modelos. Nos gráficos encontram-se devidamente identificadas as frequências próprias.

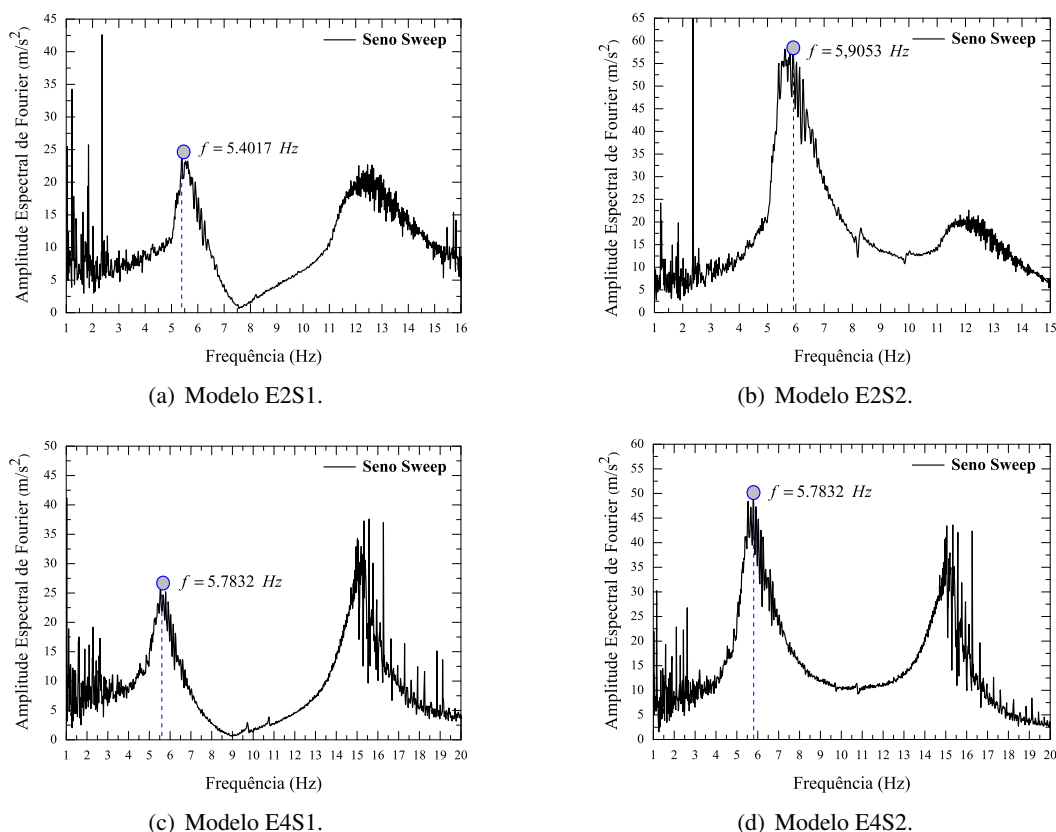


Figura 5.29: Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos E2S1, E2S2, E4S1 e E4S2.

Observações sobre as frequências próprias

Procede-se a uma comparação entre a frequências próprias dos vários modelos físicos avaliados, e como tal a Tabela 5.7 sintetiza as frequências próprias dos vários modelos experimentados.

Para facilitar o processo de comparação, optou-se por elaborar um gráfico de barras com as frequências naturais dos vários modelos estruturais de base encastrada ou base apoiada nos dois diferentes solos, como se apresenta no gráfico da Figura 5.30. Identifica-se na base de cada barra o modelo pertencente e o respectivo valor de frequência.

Uma simples observação do gráfico da Figura 5.30, constata-se que os modelos físicos solo-estrutura sofrem uma grande diminuição das frequências próprias relativamente aos modelos estruturais de base encastrada. São os modelos apoiados no modelo S1 que apresentam os menores valores de frequência própria.

Tabela 5.7: Síntese das frequências próprias de cada modelo.

Modelo	Frequência Natural (Hz)	Período Fundamental (s)
E	5,7986	0,1725
E2	7,2634	0,1377
E4	8,8351	0,1132
S1	6,6838	0,1496
S2	9,7357	0,1027
ES1	4,2422	0,2357
ES2	5,1576	0,1939
E2S1	5,4017	0,1851
E2S2	5,9053	0,1693
E4S1	5,7832	0,1729
E4S2	5,7832	0,1729

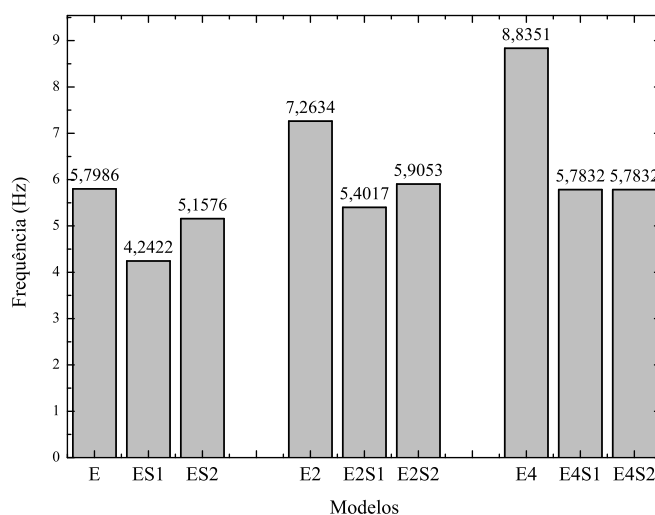


Figura 5.30: Gráfico de barras das frequências próprias correspondente a cada modelo.

Observando a barra correspondente ao modelo E e comparando com as dos modelos fixos em solo, a frequência própria do modelo ES1 sofre uma diminuição da frequência própria de 26.8 % e por sua vez o modelo sofre uma diminuição da frequência própria, relativamente ao modelo de base encastrada, de 11%.

Em relação o modelo E2, com uma frequência própria mais próxima daquelas dos modelos de solos, é notável que o modelo E2S1 apresenta uma frequência fundamental com uma diferença de 25.6% em relação o modelo de base encastrada. O modelo E2S2, apresenta uma diferença de 18%.

O modelo de base encastrada com quatro cabos de contravento, E4, é o que apresenta maior percentagem de diferença em relação á diminuição do valor da frequência. Nos dois casos, modelo E4S1 e E4S2, obteve-se uma diferença de 34.5%.

Uma das consequências da interação solo-estrutura reside na alteração da frequência fundamental do sistema solo-estrutura em relação à mesma estrutura de apoiada em rocha. Com estes modelos físicos estudados, observou-se a diminuição do valor das frequência própria entre os 11% e os 34.5% do modelo acoplado em relação ao modelo de base encastrada.

Observou-se que há medida que o valor da frequência natural dos modelos estruturais aumentava, também se registaram aumentos da frequência fundamental dos modelos solo-estrutura. Entre as configurações solo-estrutura, a configuração E2S2 foi a que registou o valor de frequência natural mais elevado. Em relação à estrutura E4 era a que apresentava uma frequência natural mais próxima da do modelo S2, mas quando acoplada com este modelo de solo, E4S2, foi a que atingiu uma maior diminuição do valor da frequência fundamental.

5.5.2 Amortecimento

A determinação do amortecimento dos modelos físicos decorreu somente sobre as configurações: E, E2, E4, S1 e S2.

Numa primeira fase, os modelos foram sujeitos a ensaios de vibração e registaram-se as respectivas respostas. As respostas de cada modelo, em termos de acelerações, são apresentadas na Figura 5.31.

No geral, os gráficos apresentam uma resposta que seria de esperar. Na tabela 5.8 encontram-se os valores dos coeficientes de amortecimento que se obtiveram através da aplicação do método do decremento logarítmico, com aplicação da expressão 4.13.

Tabela 5.8: Coeficientes de Amortecimento das respectivas configurações

Configuração	Coeficiente de Amortecimento (ξ)	Número de Pontos utilizados
E	0.0094	25
S1	0.0599	8
S2	0.064	8

Numa observação atenta dos gráficos de b) e c), que dizem respeito ao pórtico contraventado com 2 e 4 cabos, é notório um aumento de acelerações a partir de um determinado instante, este comportamento deve-se ao facto da presença dos cabos e o método do decremento logarítmico revela-se inadequado neste caso.

Como tal, após a constatação deste comportamento, optou-se por adoptar outro método para determinar o coeficiente de amortecimento destas configurações E2 e E4. Determinou-se também, por este método, o coeficiente de amortecimento do modelo estrutural (configuração E) de forma a poder comparar-se os valores pelos dois métodos.

Recorre-se ao método da meia potência. A utilização deste método só é válida na hipótese de se assumir que as vibrações ambientais são do tipo ruído branco. Assim, as funções da densidade espectral da resposta do sistema dispõem de uma concentração energética na forma de picos relativos às suas frequências naturais.

Esta hipótese deste método sustenta-se no método de um grau de liberdade (1GDL). Assim, é possível simular o comportamento das suas frequências de ressonância recorrendo a osciladores de 1GDL, através das características dinâmicas do modo ressonante da estrutura, frequência própria e coeficientes de amortecimento. A frequência fundamental encontra-se associada aos picos das funções de densidade espectral. Os coeficientes de amortecimento encontram-se associados à largura desses picos.

Assim, é possível determinar os coeficientes de amortecimento a partir da curva do espectro de amplitude, através da seguinte expressão:

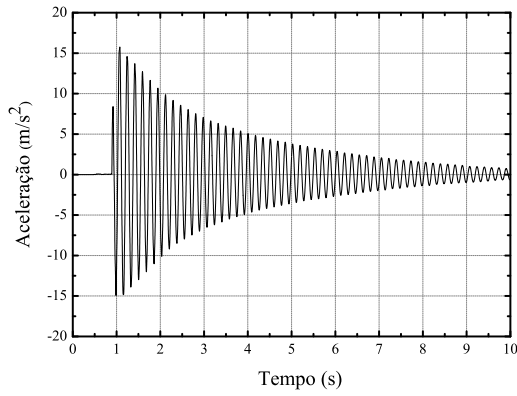
$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (5.1)$$

Deste modo, determinaram-se os coeficientes de amortecimento dos que seguidamente se apresentam na Figura 5.32.

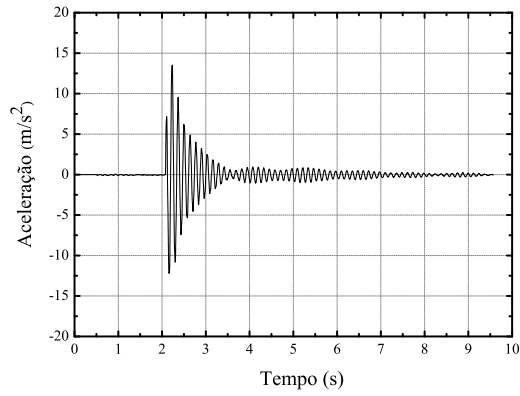
Para o modelo físico do pórtico, configuração E, foi possível determinar dois coeficientes de amortecimento através dos dois métodos distintos - pelo método do decremento logarítmico e pelo método da meia potência. Pelo método do decremento logarítmico obteve-se um coeficiente de amortecimento de 0.94% e pelo método da meia potência um coeficiente de amortecimento de 1.04%. O que corresponde a um erro de

10.1%. Assim, estes valores dos coeficientes de amortecimento determinados pelo método da meia potência serão assumidos como adequados para as configurações E2 e E4. Relativamente aos modelos de solo, S1 e S2, assumem-se os valores obtidos pelo método do decremento logarítmico.

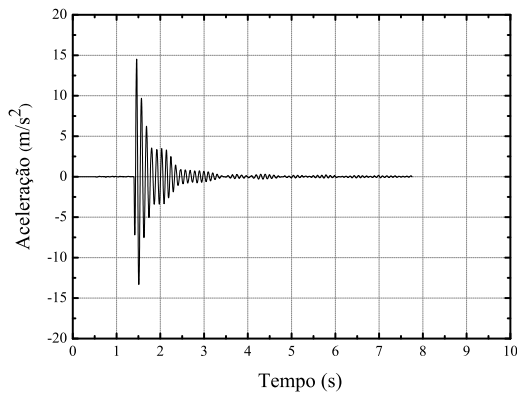
O facto de se determinarem os valores dos coeficientes de amortecimento tem interesse para o desenvolvimento da modelação numérica de forma a possibilitar uma aproximação dos modelos numéricos aos modelos experimentais.



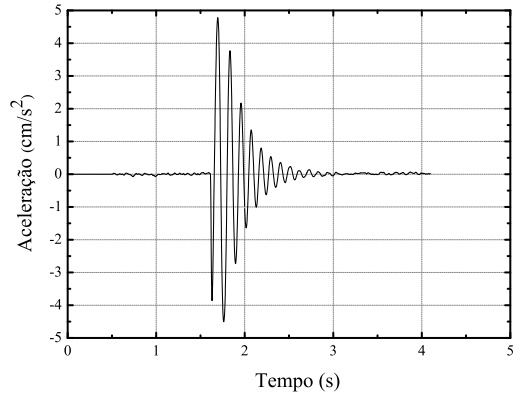
(a) Configuração E



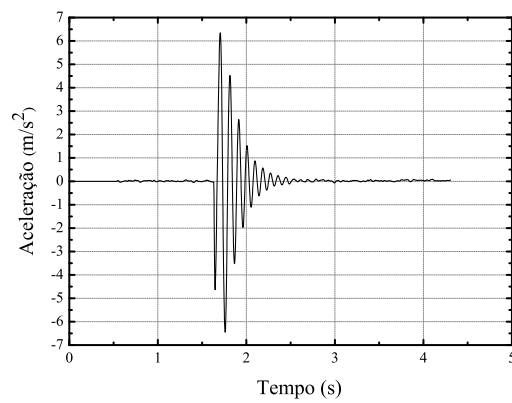
(b) Configuração E2



(c) Configuração E4

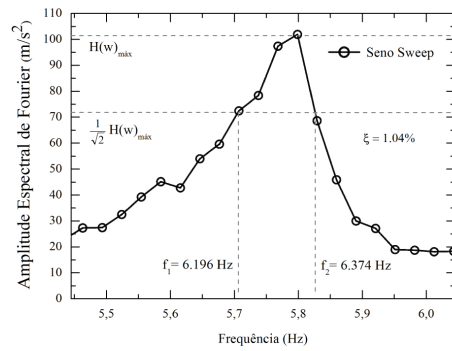


(d) Configuração S1

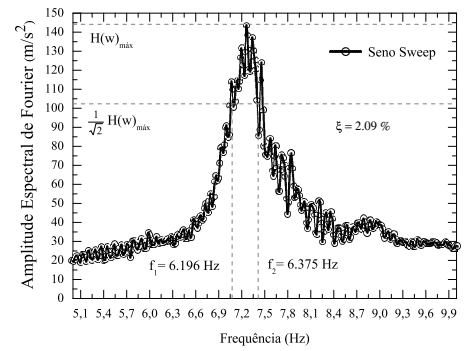


(e) Configuração S2

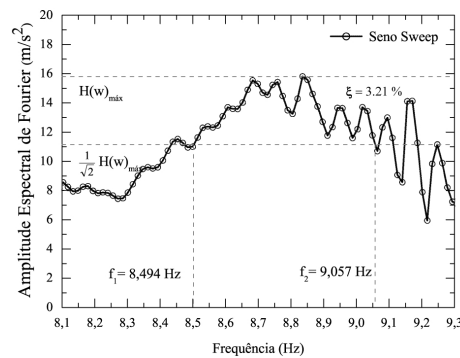
Figura 5.31: Respostas dos modelos em regime livre.



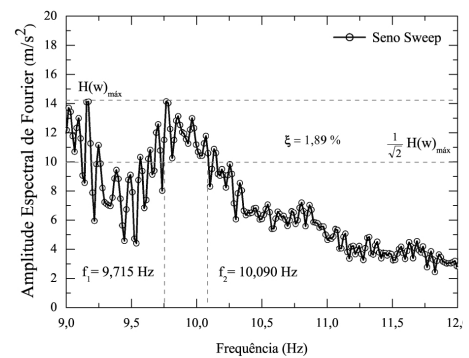
(a) Modelo E.



(b) Modelo E2



(c) Modelo E4 - pico da 1ª frequência.



(d) Modelo E4 - pico da 2ª frequência.

Figura 5.32: Gráfico da amplitude espectral de Fourier relativas aos modelos E, E2, E4.

5.5.3 Comparação de Acelerações

No anexo B é possível encontrar o conjunto de gráficos que mostram as acelerações absolutas e relativas para cada configuração dos modelos físicos bem como das excitações sísmicas: Kobe e Northridge.

Configurações E, ES1 e ES2

Consultando a Figura B.2 pode observar-se que o pico das acelerações absolutas, registadas no topo do modelo estrutural, quando excitado pelo sismo de Kobe, foi de 37.41 m/s^2 para a configuração E, 10.8 m/s^2 na configuração ES1 e 16.38 m/s^2 na configuração ES2. Na Figura B.4 apresentam-se as acelerações relativas para o topo do modelo físico da estrutura, onde se obteve 40.65 m/s^2 na configuração E, 15.9 m/s^2 na configuração ES1 e, por fim, 23.51 m/s^2 na configuração ES2.

Quando as configurações são excitadas pelo sismo de Northridge observam-se na Figura B.3 os registos em termos de acelerações absolutas, com um pico de 20.78 m/s^2 para a configuração E, 13.14 m/s^2 na configuração ES1 e um pico de 16.45 m/s^2 na configuração ES2. Em relação às relativas, da Figura B.4, obtiveram-se como valores: 22.88 m/s^2 na configuração E, 15.14 m/s^2 na Configuração ES1 e 17.9 m/s^2 para ES2.

Tanto no caso do sismo de Kobe e de Northridge, o pico das acelerações em relação à base é sempre bastante inferior. A introdução do modelo de solo introduz um grande amortecimento entre a base da estrutura e a plataforma da mesa sísmica.

Configurações E2, E2S1 e E2S2

Pela consulta dos gráficos das Figuras B.5 e B.6 sintetizam-se nas tabelas 5.9 e 5.10 os valores dos picos de acelerações para os dois sismos.

Tabela 5.9: Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Kobe.
Configuração Aceleração absoluta (m/s^2) Aceleração relativa (m/s^2)

E2	21.26	25.44
E2S1	9.6	15.91
E2S2	9.2	20.86

Tabela 5.10: Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Northridge.
Configuração Aceleração absoluta (m/s^2) Aceleração relativa (m/s^2)

E2	21.61	24.31
E2S1	6.41	13.7
E2S2	5.49	16.84

Novamente, nestas configurações, os picos das acelerações do topo são sempre superiores aos da sua base. A introdução dos modelos de solo provoca uma diminuição dos picos de acelerações, que se deve, novamente, a um grande amortecimento entre a plataforma sísmica e o modelo da configuração E2.

Configurações E4, E4S1 e E4S2

Pela consulta dos gráficos das Figuras B.5 e B.10 sintetizam-se nas tabelas 5.11 e 5.12 os valores dos picos de acelerações para os dois sismos.

Tabela 5.11: Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Kobe.
Configuração Aceleração absoluta (m/s^2) Aceleração relativa (m/s^2)

E4	15.15	20.44
E4S1	9.4	20.86
E4S2	9.03	15.76

Tabela 5.12: Picos das acelerações provocadas pelo sismo de Northridge.
Configuração Aceleração absoluta (m/s^2) Aceleração relativa (m/s^2)

E4	27.27	27.17
E4S1	7.48	13.49
E4S2	6.01	13.42

O pico das acelerações, no dois sismos, em relação à base é sempre inferior. Tal como nas configurações anteriores constata-se, também neste caso, que a introdução do modelo de solo introduz um grande amortecimento entre a base da estrutura e a plataforma da mesa sísmica.

Por comparação das acelerações entre os modelos E2 e E4, quando excitadas pelo sismo de Kobe, a configuração E2 apresenta valores de acelerações absolutas e relativas superiores às da configuração E4. O mesmo não acontece no caso do sismo de Northridge, onde se observa que as acelerações da configuração E4 são bastante superiores às do modelo E2.

5.6 Conclusões

Neste capítulo apresentou-se o modelo físico adoptado o qual foi desenvolvido com base naquele sugerido no capítulo 4. O modelo físico do solo corresponde a um mecanismo elaborado em placas de acrílico e espuma de poliestireno e constituem um sistema de 1GDL. Este modelo permite distorções laterais.

Para determinar as potencialidades deste modelo físico, elaboraram-se onze configurações diferentes e estas foram submetidas ensaios de vibração com recurso a mesa sísmica educacional. Através da análise das respostas de cada configuração foi possível determinar o respectivo período fundamental bem como os correspondentes coeficientes de amortecimento. Os modelos foram submetidos a excitações sísmicas conhecidas - sismo de Kobe e de Northridge - e compararam-se as respectivas respostas em termos de acelerações absolutas e relativas. Isto permitiu detectar que os modelos de solo introduziam um grande amortecimento no sistema e os modelos não sofriam amplificação dinâmica, ao contrário do que seria de esperar, de acordo com o que aconteceu com os modelos testados pelo UCIST.

Contudo, foi possível reunir as características dos modelos, dispostos nas várias configurações, e utiliza-las para fins de modelação numérica como se mostrará no capítulo seguinte.

Capítulo 6

Análise numérica

6.1 Introdução

No presente capítulo apresenta-se a modelação numérica elaborada neste estudo. Pretende estabelecer-se comparações entre os resultados dos modelos experimentais de ensaios dinâmicos, em mesa sísmica, com a análise numérica desses modelos, de forma a obter validação dos modelos numéricos.

Apresentar-se-ão o conjunto de simplificações adoptadas durante a modelação computacional e propriedades dinâmicas dos modelos numéricos: frequências próprias e respectivos modos de vibração. Elaboram-se comparações entre os valores de frequências naturais, e a resposta da estrutura em termos de acelerações, velocidades e deslocamentos relativamente aos modelos físicos.

O *software* seleccionado para a elaboração destes modelos foi o SAP2000® [21].

6.2 Modelos

No capítulo 5, diferenciaram-se três modelos: modelo estrutural, modelo de solo e modelo do sistema solo-estrutura. Recordar-se o conjunto de configurações de modelos físicos e respectiva nomenclatura adoptada. A configuração E, corresponde ao pórtico de base encastrada. As configurações E2 e E4, correspondem à estrutura contraventada, respectivamente, com 2 e 4 cabos dispostos na diagonal.

As configurações solo-estrutura, ES1, ES2, dizem respeito ao modelo estrutural apoiado nos modelos de solo S1 e S2. Seguem-se os modelos E2S1 e E2S2, correspondendo ao modelo E2 apoiado, respectivamente, nos modelos de solo S1 e S2. Por fim, os modelos E4S1 e E4S2 dizem respeito ao modelo E4 apoiado nos modelos de solo S1 e S2, respectivamente.

6.2.1 Configuração E

Materiais dos elementos estruturais

No modelo estrutural distinguem-se dois materiais: o aço e o vidro acrílico. O aço é o material dos pilares do pórtico enquanto que o acrílico é o material que compõe a viga.

Devido ao facto de não ser possível encontrar informação relativa às propriedades destes materiais no manual de instruções do equipamento, utilizam-se valores fornecidos

por fabricantes destes materiais [1, 15].

Na Tabela 6.1 é possível encontrar os valores associados às propriedades mecânicas, utilizados nesta modelação.

Tabela 6.1: Propriedades dos materiais definidos no SAP2000®.

Peso volúmico do acrílico [1] (kN/m^3)	11.67
Módulo de Elasticidade [1] (kPa)	3.3×10^6
Peso Volúmico do aço (kN/m^3)	78,5
Módulo de Elasticidade (kPa)	210×10^6

Geometria

O pórtico conta com pilares com uma altura de 500 mm, unidos por uma viga de 305 mm, observável na Figura 6.1 estas dimensões. O modelo computacional do pórtico realizou-se com recurso a elementos de barra tanto na definição da viga como dos pilares, estando na Tabela 6.2 apresentadas as dimensões das secções destes dois elementos estruturais.

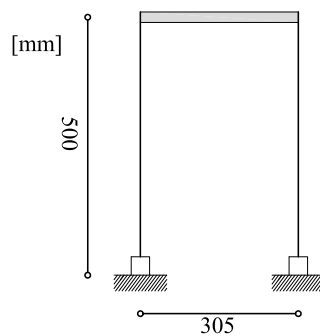


Figura 6.1: Dimensões do pórtico.

Tabela 6.2: Dimensões das secções dos elementos estruturais.

	Pilar	Viga
largura [mm]	109	109
espessura [mm]	1.65	12

Uma vez que, o modelo experimental se encontra rigidamente ligado à plataforma da mesa sísmica, para efeitos de modelação matemática, considera-se que os apoios dos pilares são encastramentos perfeitos.

Na Figura 6.2 visualiza-se o aspecto do modelo numérico deste pórtico.

Outros aspectos a atender à modelação

Apresentadas as modelações dos elementos estruturais - viga e pilares - que compõem a estrutura, é necessário destacar outros objetos que fazem parte do modelo físico.

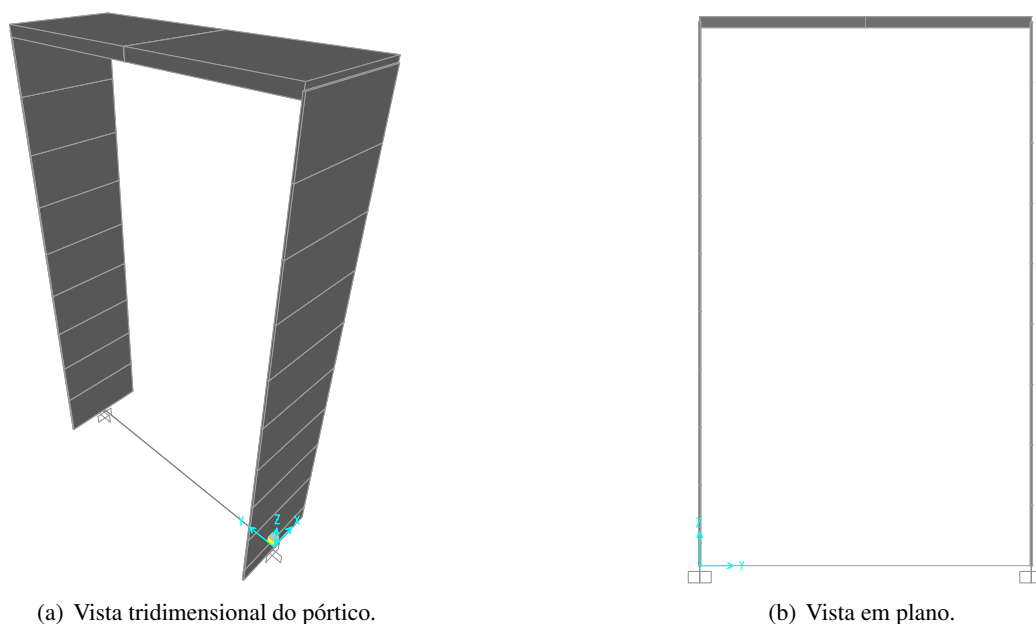


Figura 6.2: Modelação em elementos finitos do modelo E.

Enumeram-se os parafusos utilizados para se estabelecer a ligação rígida entre a viga e o pilar bem como a chapa que auxilia essa mesma conexão. Tem-se também o acelerómetro instalado por intermédio de parafusos a meio vão da viga.

Estes objectos dispõem de massa que não pode ser desprezada na modelação. Atendendo à massa de cada componente, colocaram-se massas concentradas na respectiva localização. A respectiva localização da introdução de massas é observável no esquema da Figura 6.3.

Na Tabela 6.3 referem-se os valores das massas concentradas consideradas nesta modelação.

Tabela 6.3: Valores das massas concentradas aplicadas no modelo.

Massa do acelerómetro e respectivos parafusos da instalação (kg)	0.124
Massa da chapa metálica utilizada na ligação aço-acrílico (unidade) (kg)	0.025
Massa dos 3 parafusos da ligação aço-acrílico (kg)	0.034

Por último, interessa referir o critério utilizado para refinamento da malha de elementos finitos. O valor da frequência própria do modelo foi o parâmetro considerado para refinamento da malha. O valor da frequência fundamental estabilizou quando se dividiu o pilar em oito elementos finitos, tal como é possível observar na Figura 6.2 (a).

6.2.2 Configuração E2 e E4

Recorde-se que os modelos “E2” e “E4” resultam do aumento de rigidez do pórtico. Isto é, estes modelos obtiveram-se através da colocação de cabos de contraventamento, dispostos na diagonal do modelo E. Resulta que, a obtenção destes modelos consiste em acrescentar ao modelo E, os 2 e 4 cabos, para obtenção dos modelos E2 e E4, respectivamente. Para

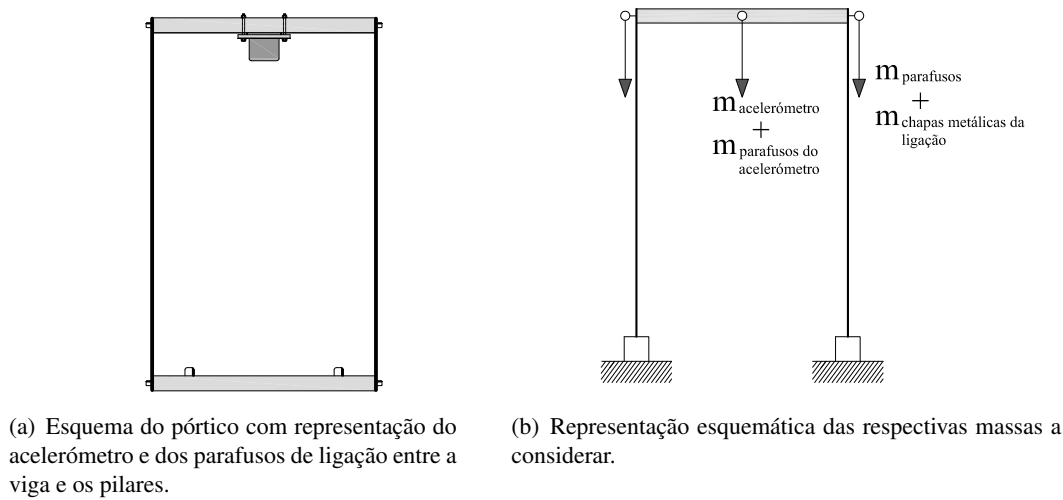


Figura 6.3: Localização dos pontos de aplicação das massas concentradas.

isso, bastará modelar os cabos e tal consegue-se com recurso a elementos finitos do tipo “Cable”.

O *software* utilizado oferece diferentes tipos de cabos com várias opções de modelação. Para escolher o tipo de cabo e respectivas definições, foi necessário considerar um caso cuja solução analítica era conhecida e, seguidamente, comparou-se com a respectiva solução numérica. O valor da frequência, obtido nas duas modelações, foi o critério de comparação adoptado. Segue-se um exemplo simples das opções escolhidas para definição destes cabos.

Exemplo 1

Considerando um cabo simplesmente apoiado, traccionado com uma tensão σ constante ao longo do seu desenvolvimento, é removido da sua posição de equilíbrio. Tomando como exemplo o cabo representado na Figura 6.4, cuja massa por unidade de comprimento escolhida foi $\rho = 5.078 \text{ kg/m}$.

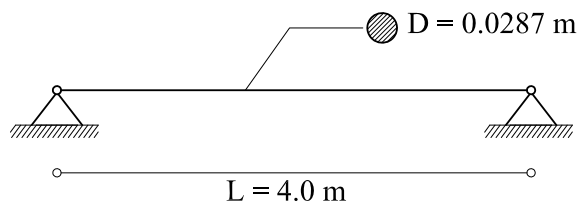


Figura 6.4: Geometria do modelo de cabo de exemplo.

É possível prever os deslocamentos dos pontos ao longo do cabo e, tal é conseguido através da seguinte equação:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (6.1)$$

onde c é uma constante definida por:

$$c = \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} \quad (6.2)$$

e as frequências do cabo, para os vários modos de vibração são dados por:

$$f = \frac{c \cdot n}{2L} \quad (6.3)$$

onde $n = 1, 2, 3, \dots$ de acordo com o modo de vibração, L corresponde ao comprimento do cabo. A frequência é dada em Hz . A massa por unidade de comprimento, ρ , é dada em kg/m .

Assim, a frequência e período fundamental são, respectivamente:

$$f = \frac{1}{2 \times 9} \sqrt{\frac{2632621,3}{5.078}} = 40.056 Hz \quad (6.4)$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{40.056} = 0.0249s \quad (6.5)$$

Apresentam-se na tabela 6.4 as restantes frequências próprias, até ao 4º modo de vibração.

Tabela 6.4: Frequências dos primeiros 4 modos de vibração do cabo.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1º	40.056	0.02495
2º	80.112	0.01248
3º	120.168	0.00832
4º	160.224	0.00624

Relativamente à modelação numérica, definiu-se o material do cabo com uma massa volúmica de $7849,0 kg/m^3$ e uma secção de $0.0287m$ de diâmetro.

Quanto ao tipo de cabo sugere-se a visualização da Figura 6.5 onde, na opção 1), se optou pelo cabo de “*relative - undeformed length*”, uma vez que esta opção permite definir uma relação de deformação - o que é adaptável ao caso de estudo, visto que é conhecida a deformação implementada no cabo possibilitando a determinação da deformação relativa deste mesmo elemento.

Em relação à opção 2), esta diz respeito à divisão do elemento cabo em troços de cabo, pelo que se manteve a opção sugerida pelo *software*. Na opção 3) é escolhida a geometria (deformada ou indeformada). Na opção 4) insere-se o valor da deformação relativa, em termos longitudinais. Mas no caso de estudo será explicado aquando da sua definição. Neste exemplo, atribuiu-se um valor inferior a 1 para simular que o cabo se encontra traccionado. Automaticamente, o *software* actualiza o valor de tensão instalada de acordo com valor de deformação relativa. Segue-se a opção 1) a qual diz respeito ao número de segmentos de cabo, isto é, o refinamento da malha de elemento de cabo, que neste caso corresponde a 10 segmentos.

Neste exemplo, optou-se por um valor de tensão no cabo aceitável, cujo o valor é

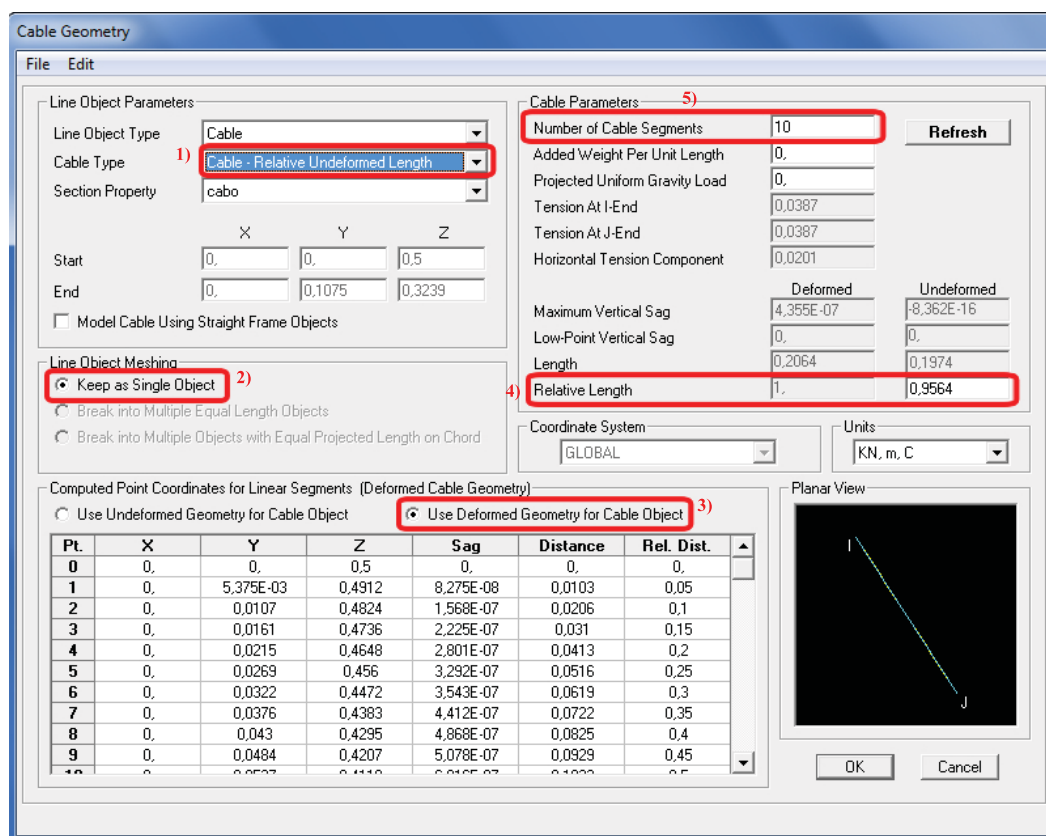


Figura 6.5: Geometria do modelo de cabo de exemplo.

possível visualizar na célula “*Tension at I-End*” e “*Tension at J-End*”, em Newtons.

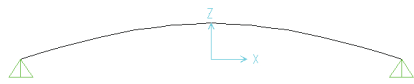
Os cabos são elementos com comportamento não linear e, como tal é requisito do SAP2000, elaborar uma análise não linear [21].

Após o cálculo numérico, resultam os modos de vibração apresentados na Figura 6.6 onde são apresentadas as respectivas frequências.

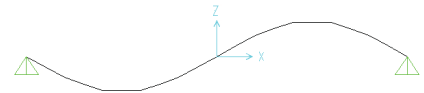
É notável que os valores das frequências obtidos pelos dois métodos são idênticos. Conclui-se que a modelação adoptada modela adequadamente os cabos e é uma solução de modelação que se adequa ao que se pretende elaborar neste estudo. Assim, a solução passa pela utilização do cabo do tipo “*relative - undeformed length*”, onde se definirá a deformação relativa do cabo.

Exemplo 2

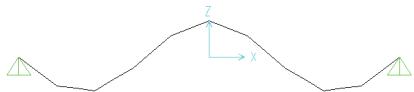
Neste segundo exemplo mostrar-se-á como é que se pode modelar o cabo com um elemento rígido localizado no centro do cabo. Uma vez que, o exemplo 1 permitiu atingir uma solução aceitável de modelação do cabo e é próxima da solução analítica, então este 2º exemplo tem como objectivo determinar uma modelação do cabo com um elemento rígido no centro deste cabo. Considera-se a geometria dada pela Figura 6.7, onde os troços 1 e 3 são elementos de cabo ligados ao elemento 2, isto é, de barra. Este último será uma barra rígida.



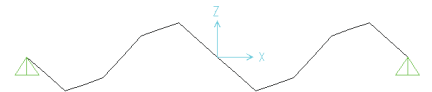
(a) 1º Modo de vibração $f_1 = 40,290Hz$ e $T_1 = 0.02482s$



(b) 2º Modo de vibração $f_2 = 79.617Hz$ e $T_2 = 0.01256s$



(c) 2º Modo de vibração $f_3 = 116.96Hz$ e $T_3 = 0.00855s$.



(d) 2º Modo de vibração $f_4 = 151.52Hz$ e $T_4 = 0.0066s$.

Figura 6.6: Modos de vibração do cabo obtidos por via numérica.

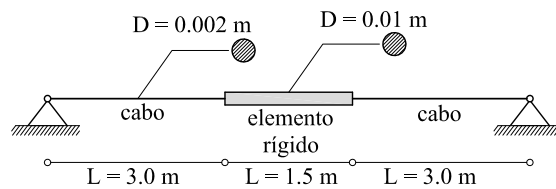


Figura 6.7: Geometria do modelo de cabo de exemplo.

Não atribuindo importância ao valor da frequência própria, interessa agora conhecer os modos de vibração e analisar se estes correspondem ao que se pretende obter na modelação deste estudo.

Numa primeira fase definiram-se os troços de cabo e o troço de barra rígida. Elaborou-se uma análise não linear e na Figura 6.10 pode observar-se os respectivos modos de vibração relativamente aos três primeiros modos.

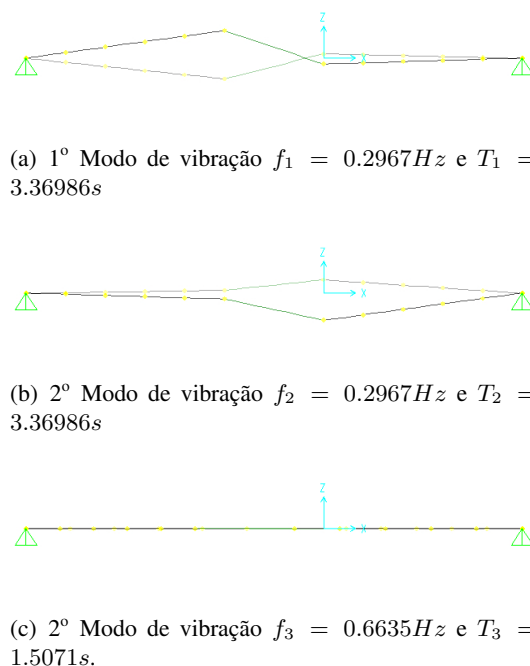


Figura 6.8: Modos de vibração do cabo com elemento rígido obtidos por via numérica.

Pela observação dos valores das frequências próprias e pela simetria entre si dos dois primeiros modos de vibração, deduz-se que estes são fisicamente impossíveis e tal requer uma simplificação na modelação. Deste feito, optou-se por modificar a modelação de forma a obter modos de vibração fisicamente aceitáveis. A alteração na modelação passou pela utilização de restrições (*constraints*). A restrição consiste num conjunto de duas ou mais articulações às quais se impõe limitações, de tal forma que os seus deslocamentos se relacionam [21]. Neste caso, a restrição foi utilizada para impor um movimento igual dos dois pontos, representados na Figura 6.9. Esta opção obrigará a que os dois pontos tenham o mesmo deslocamento.

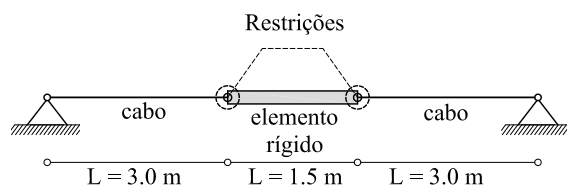


Figura 6.9: Geometria do modelo de cabo de exemplo.

Assim, os modos de vibração correspondem ao pretendido. Os deslocamentos

perpendiculares ao desenvolvimento longitudinal do cabo e da barra rígida apresentaram deslocamentos idênticos.



(a) 1º Modo de vibração $f_1 = 0.2967Hz$ e $T_1 = 3.36986s$



(b) 2º Modo de vibração $f_2 = 0.6635Hz$ e $T_2 = 1.50705s$



(c) 2º Modo de vibração $f_3 = 248.75Hz$ e $T_3 = 0.00402s$.

Figura 6.10: Modos de vibração do cabo com elemento rígido obtidos por via numérica.

Na Figura 6.10 apresentam-se os três primeiros modos de vibração obtidos, e verifica-se que para o 1º modo de vibração deste modelo foi atingido o pretendido. Este exemplo permite concluir que a modelação dos cabos de pré-esforço do caso de estudo passa pela utilização dos tipos de cabos aqui exemplificados e pela utilização das restrições, impondo deslocamentos iguais em alguns pontos do modelo.

Introdução dos cabos

A definição destes elementos, tal como nos elementos de barra, necessitam da caracterização prévia das propriedades do material. O cabo, como se viu na secção 5.3.3, é constituído por diferentes objectos, recorde-se: fios de nylon, puxadores de cabos metálicos, passadores de cabos, anilhas e parafusos. Estes objectos, à excepção do fio de nylon, por serem de materiais de densidade considerável, a sua massa não pode ser desprezada na modelação. Desta forma usar-se-á a metodologia do exemplo 2.

As propriedades físicas adoptadas na definição do fio de nylon são apresentadas na tabela 6.5.

Tabela 6.5: Propriedades físicas do fio de nylon.

Propriedade	Valor
Peso Volúmico [4] [kN/m^3]	11,7
Módulo de Elasticidade [4] [kPa]	3000000

Definiu-se a secção do cabo como circular, de diâmetro 0.6 *mm*.

Segue-se a definição dos esticadores de cabos. Uma vez que estes objectos não tem uma geometria simples ter-se-á que simplificar. Por serem elementos metálicos rígidos, para a sua modelação considerou-se que estes correspondem a barras rígidas. Definiu-se que a barra teria uma secção circular, com um diâmetro de 0.01m. A barra é rígida e um comprimento de 17.3 *cm*. Definida a geometria de modelação e conhecida a respectiva massa é possível calcular o peso volúmico de cada esticador, sendo este apresentado na Tabela 6.6 referente aos esticadores utilizados no modelo E2.

Tabela 6.6: Peso Volúmico dos esticadores utilizados no modelo E2.

Esticador	Peso Volúmico (kN/m^3)
1	32,49
2	33,93

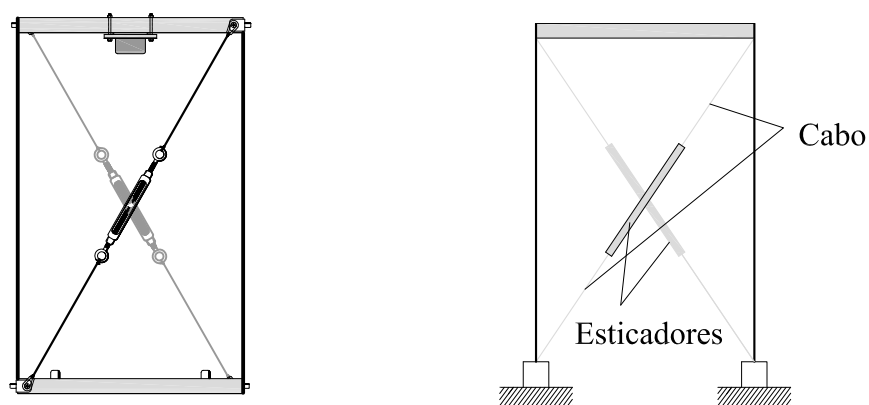
Estes dois modelos divergem em algumas considerações que se tiveram na modelação, pelo que primeiro se apresenta a configuração E2 e posteriormente a configuração E4. Na figura 6.11 apresenta-se a localização e a forma como se modelaram os cabos pré-tensionados, isto é, são dispostos na diagonal do modelo do pórtico.

Como se viu no exemplo 2, a modelação dos cabos permanece incompleta. Na Figura 6.12 é apresentado o local onde são impostas as restrições (“constraints”) no cabo.

Para uma completa definição deste modelo é necessário introduzir a massa de alguns objectos. Assim, na Figura 6.13 apresenta-se o conjunto de massas que se introduziram no modelo E2 e respectiva localização. Na Tabela 6.7, encontra-se o respectivo valor das massa introduzidas.

Interessa referir que é elaborada uma análise no plano do pórtico. Relativamente, à deformação relativa imposta tem-se na tabela 6.8 os respectivos valores de cada cabo.

Em relação ao modelo E4, é necessário referir que este, apesar das semelhanças com o modelo E2, necessitou de uma simplificação ao nível da localização dos cabos de contraventamento. Os cabos colocaram-se no espaço tridimensional, na respectiva



(a) Esquema do pórtico com representação do acelerómetro, dos cabos de contraventamento e dos parafusos de ligação entre a viga e os pilares.

(b) Representação da disposição dos elementos de cabo e elementos de barra rígida (esticadores).

Figura 6.11: Esquematização da disposição dos cabos de contraventamento do pórtico.

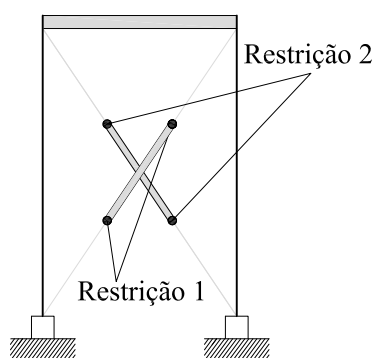


Figura 6.12: Localização das restrições no modelo E2.

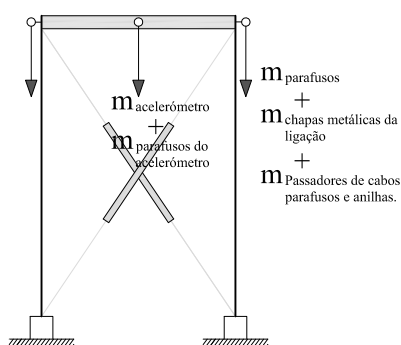


Figura 6.13: Localização da instalação das massas.

localização. Foi necessário introduzir restrições relativamente aos pontos das extremidades dos cabos, como é observável pela Figura 6.14. Os pontos a azul resultam da restrição dada pelo ponto vermelho.

Tabela 6.7: Massas colocadas nos pontos descritos na Figura 6.11.

Componente	Massa (kg)
Acelerómetro e respectivos parafusos	0,124
Parafusos e das chapas de instalação	0,059
Passadores de cabos, anilhas, parafusos e porcas - modelo E2	0,021
Passadores de cabos, anilhas, parafusos e porcas - modelo E4	0,042

Tabela 6.8: Comprimento Relativo dos cabos do modelo E2.

cabo	Comprimento Relativo	Tensão (kN)
1	0,9564	0,0387
2	0,9634	0,0322

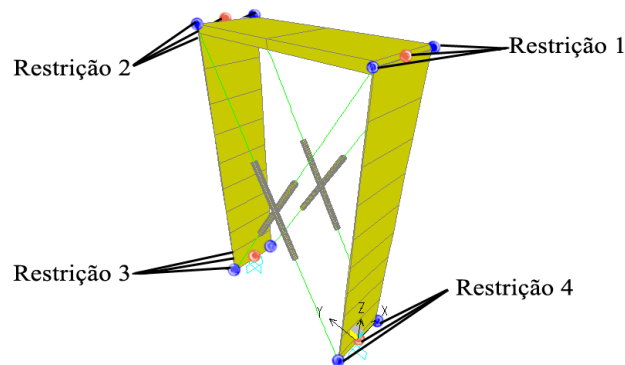


Figura 6.14: Localização das restrições no modelo E4.

Além destas restrições é necessário relembrar as restrições impostas entre os cabos e as barras rígidas. Estas restrições são representadas na Figura 6.15.

Na Tabela 6.9 apresentam-se os comprimentos relativos de cada cabo do modelo E4 e respectivas tensões instaladas.

Tabela 6.9: Comprimento relativo dos cabos do modelo E4.

cabo	Relative Length	Tensão (kN)
1	0,9692	0,027
2	0,9699	0,0263
3	0,9694	0,0268
4	0,9699	0,0263

Na Tabela 6.10 é possível encontrar os valores dos pesos volúnicos considerados para as barras rígidas, simuladoras dos esticadores de cabos.

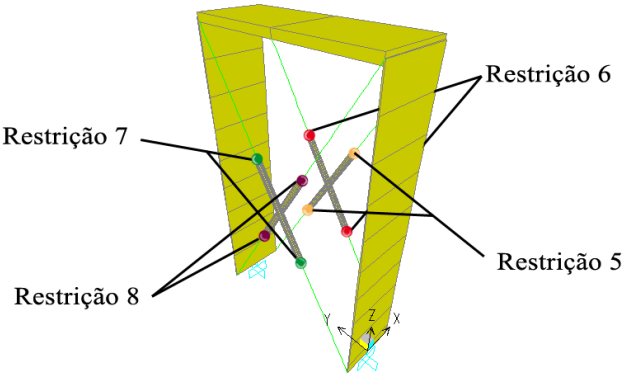
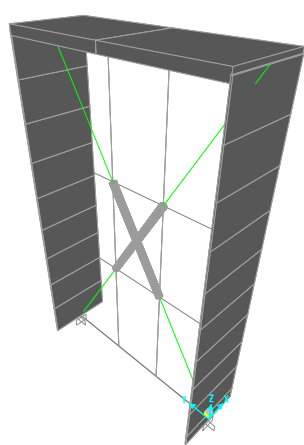


Figura 6.15: Localização das restrições no modelo E4.

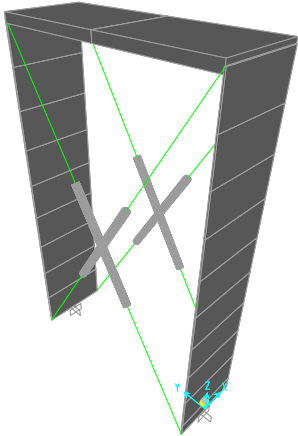
Tabela 6.10: Peso volúmico a considerar para cada esticador de cabos utilizados no modelo E4.

Esticador	Peso Volúmico (kN/m^3)
1	32,49
2	33,93
3	32,489
4	34,656

Assim, na Figura 6.16 apresenta-se o aspecto final do modelo com 2 e 4 cabos em (a) e (b), respectivamente.



(a) Vista tridimensional do pórtico contraventado com 2 cabos.



(b) Vista tridimensional do modelo do pórtico contraventado com 4 cabos.

Figura 6.16: Modelo E2 e E4.

6.2.3 Modelos de Solo - configuração S1 e S2

Como foi apresentado no capítulo anterior, o modelo matemático adoptado para o solo consiste numa mola e num amortecedor ligados a uma massa concentrada. Estes elementos são simulados a partir de elementos finitos do tipo “Link/Support”. Como já se introduziu anteriormente, a modelação física teve como critério a linearidade física, tendo-se, para tal, a modelação numérica manter-se fiel a esse critério. Desta forma, escolheu-se a opção de elementos do tipo “Linear”.

Assim, apresenta-se uma série de considerações adoptadas para determinar valores da rigidez de corte e do parâmetro de amortecimento dos modelos experimentais de solo afim de se definirem propriedades mecânicas da mola.

Determinação da massa deslocada e rigidez equivalente

A frequência natural de um oscilador de um grau de liberdade é calculada através da seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (6.6)$$

onde f é a frequência própria em Hz , k a rigidez em N/m e m a massa em kg . Uma vez que, a frequência foi determinada por via experimental e conhecida a massa deslocada durante a vibração, então é possível determinar a rigidez do sistema.

É necessário determinar a massa deslocada associada ao grau de liberdade de translação. A simplificação adoptada passou por considerar que o modelo de solo, esquematizado na Figura 6.17 (a), consiste numa massa longitudinalmente distribuída m , de base simplesmente apoiada, onde na extremidade superior se encontra ligada a uma massa concentrada M . A massa distribuída m corresponde à massa das placas de acrílico verticais e coluna de espuma de polietileno, isto é, elementos verticais e, por outro lado, a massa concentrada M corresponde à soma das massas dos objectos localizados ao nível superior do modelo: placa de acrílico superior, dobradiças, acelerómetro e respectivos parafusos.

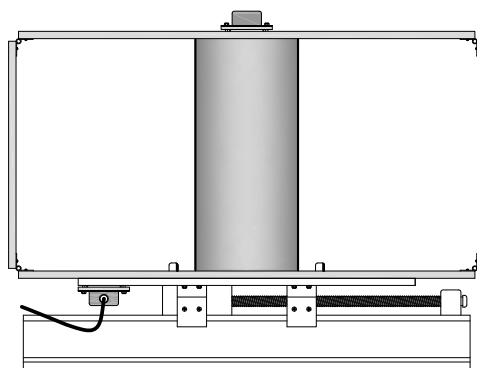


Figura 6.17: Representação da simplificação elaborada para se determinar a respectiva massa deslocada do modelo coluna de solo.

Dada esta simplificação é possível prosseguir com o cálculo das massas deslocadas,

sugerindo-se para tal a Figura 6.18, onde é visível o grau de liberdade considerado e a deformada assumida com as respectivas forças de inércia que se desenvolvem ao longo da barra.

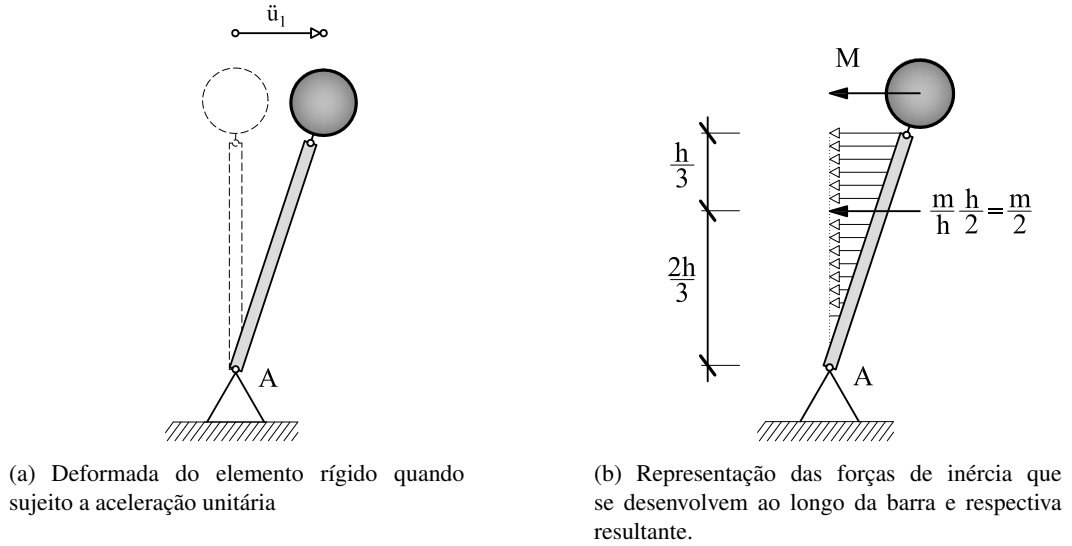


Figura 6.18: Esquema representativo do modo como foi determinada a massa m_1 .

Atendendo à Figura 6.18 faz-se um somatório de momentos em relação ao ponto A, obtendo-se:

$$\sum M_A = m_1 h \quad (6.7)$$

$$m_1 h = \frac{2h}{3} \frac{m}{2} + Mh = \frac{m}{3} + M \quad (6.8)$$

$$m_1 = \frac{m}{3} + M \quad (6.9)$$

uma vez que m é composta pela massa das placas de acrílico e da coluna de espuma pode escrever-se:

$$m_1 = \frac{2m_{\text{placa de acrílico}}}{3} + \frac{m_{\text{massa da coluna de espuma 1}}}{3} + M \quad (6.10)$$

$$m_2 = \frac{2m_{\text{placa de acrílico}}}{3} + \frac{m_{\text{massa da coluna de espuma 1}}}{3} + \frac{m_{\text{massa da coluna de espuma 2}}}{3} + M \quad (6.11)$$

onde as equações 6.10 e 6.11 dizem respeito ao modelo S1 e S2, respectivamente.

Pela consulta das Tabelas 5.4 e 5.5 é possível determinar as massas deslocadas dos modelos S1 e S2, respectivamente:

$$m_1 = \frac{2 \times 0.801}{3} + \frac{0.212}{3} + 0.124 + 1.417 = 2.146 \text{ kg}$$

$$m_2 = \frac{2 \times 0.801}{3} + \frac{0.212}{3} + \frac{0.298}{3} + 0.124 + 1.417 = 2.245 \text{ kg}$$

Segue-se a determinação da rigidez do modelo de solo, onde a rigidez que este

apresenta é uma rigidez de corte e como tal representar-se-á pela letra K . O valor da frequência natural de cada modelo de solo é consultável na Tabela 5.7 e assim determinam os valores da rigidez de corte de cada modelo:

$$K_1 = (2\pi f_1)^2 m_{S1} = (2\pi 6.6838)^2 \times 2.146 \cong 3784.7 N/m$$

$$K_2 = (2\pi f_2)^2 m_{S2} = (2\pi 9.7357)^2 \times 2.245 \cong 8400.6 N/m$$

Assim, apresentou-se o conjunto de considerações que se tiveram para se determinar a massa deslocada e a rigidez de corte do modelo de solo.

Determinação do parâmetro de amortecimento

A definição do parâmetro de amortecimento no caso de um oscilador de um grau de liberdade pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$c = 2m\xi\omega \quad (6.12)$$

onde ω é frequência angular natural em rad/s . Pela consulta da Tabela 5.8 pode prosseguir-se com o cálculo deste parâmetro, uma vez que são conhecidas todas as variáveis, tendo-se:

$$c_1 = 2m_1\xi_1\omega_1 = 2 \times 2.146 \times 0.0599 \times (2\pi \times 6.6838) \cong 13.06 kg.rad/s$$

$$c_2 = 2m_2\xi_2\omega_2 = 2 \times 2.245 \times 0.064 \times (2\pi \times 9.73757) \cong 17.57 kg.rad/s$$

onde c_1 e c_2 correspondem aos valores do parâmetro de amortecimento do modelo S1 e S2, respectivamente.

Nesta fase reuniram-se condições suficientes para definição dos elementos finitos tipo “Link/Support”. Bastará para isso a definição destes elementos atendendo à rigidez e ao amortecimento até aqui apresentados. Tratando-se de uma análise bidimensional interessa apenas definir a rigidez e o amortecimento com uma componente, possibilitando a definição geométrica dos elementos de Link/Support.

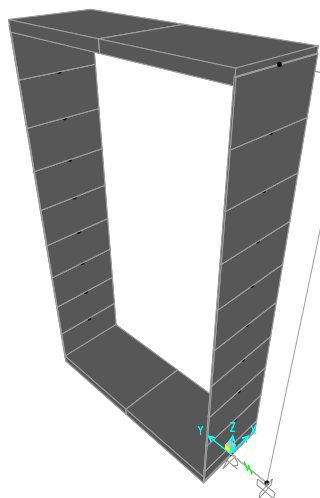
6.3 Modelos Solo-Estrutura

Os modelos solo-estrutura resultam da combinação do modelo estrutural e do modelo de solo. Neste caso, bastará substituir o encastramento do modelo do pórtico definido e substituir por apoios do tipo “Link/Support” na base dos modelos.

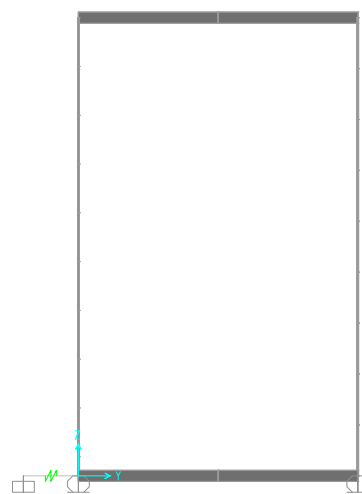
Seguem-se os modelos estruturais de solo-estrutura (ES1, ES2, E2S1, E2S2, E4S1 e E4S2) os quais se apresentam nas Figuras 6.19 e 6.20, e onde é possível observar que a sua base se encontra ligada a elementos tipo molas, os quais correspondem aos elementos finitos *Link/Support*.

6.4 Acções

Para comparar as respostas dos modelos numéricos com as dos modelos experimentais foi necessário introduzir, no modelo numérico, o registo das acelerações ao longo do

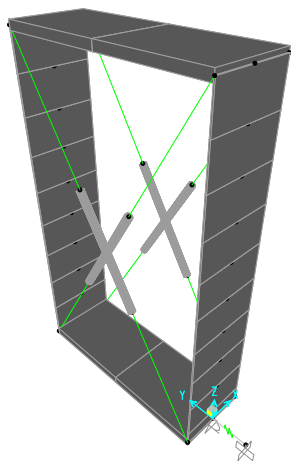


(a) Vista tridimensional do pórtico.

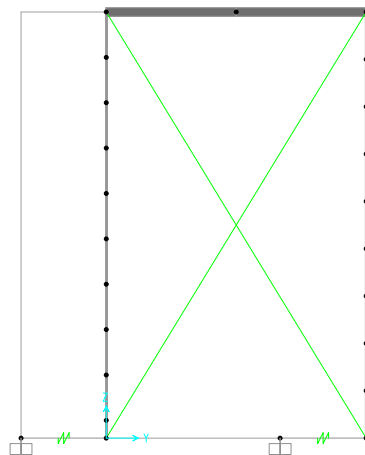


(b) Vista em plano.

Figura 6.19: Configurações ES1 e ES2.



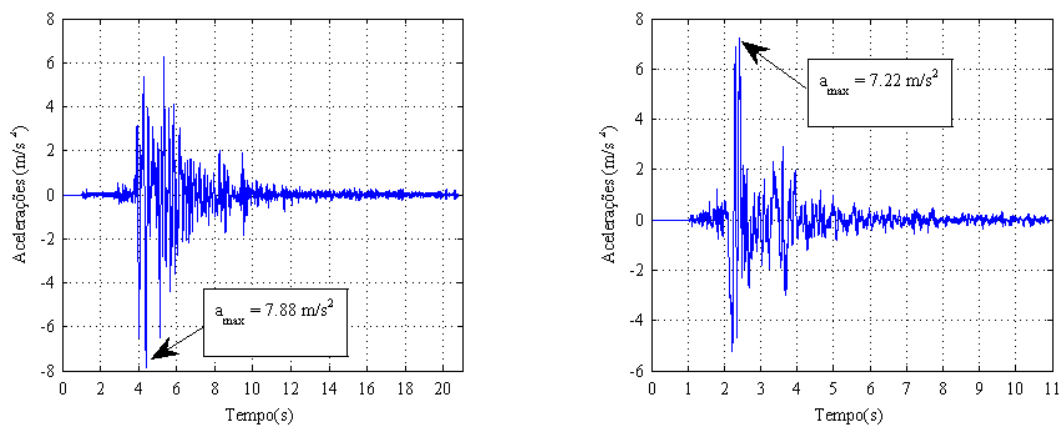
(a) Vista tridimensional do pórtico contraventado



(b) Vista em plano.

Figura 6.20: Modelos cuja estrutura é rigidificada com cabos e apoiada em solo.

tempo. Para tal seleccionaram-se os sismos de Kobe e de Northridge e introduziram-se os seus registos no SAP2000. Os dados destes dois sismos obtiveram-se através da recolha dos registos do sinal enviado para o *encoder* da mesa sísmica, os quais se encontram na Figura 6.21.



(a) Input de acelerações do sismo de Kobe.

(b) Input de acelerações do sismo de Northridge.

Figura 6.21: Acelerações no domínio do tempo e da frequência dos sismos de Kobe e Northridge.




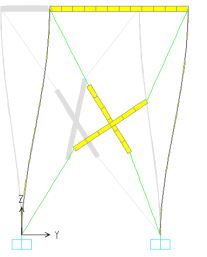
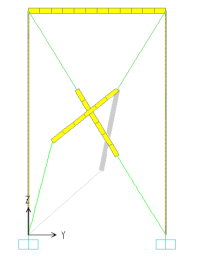
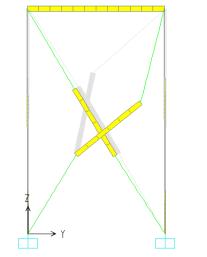
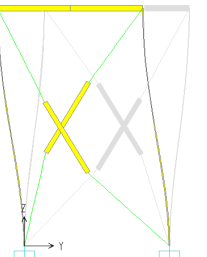
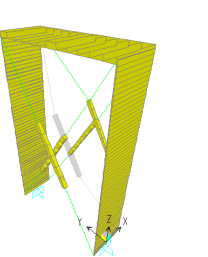
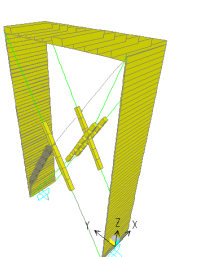
A definição de acelerações ao longo do tempo, no SAP2000, decorre na forma de funções. Para completar a análise é necessário definir o tipo de solicitação, onde se inclui: o tipo de análise que se pretende, direcção de actuação do sismo, precisão dos resultados e finalmente o tipo de amortecimento.

6.5 Resultados

6.5.1 Frequências e respectivos modos de vibração

Após o cálculo numérico, o *software* permite visualizar em animação os modos de vibração do respectivo modelo. Foi possível recolher os modos de vibração de cada modelo e apresentam-se até ao 3º modo de vibração, e as correspondentes frequências, nas Tabelas 6.11 e 6.12.

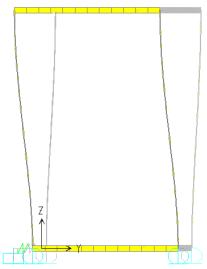
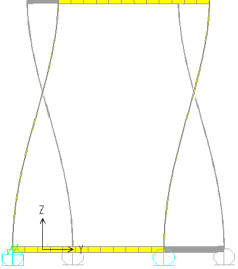
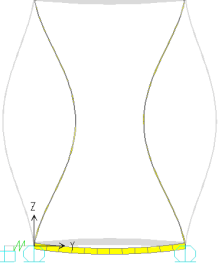
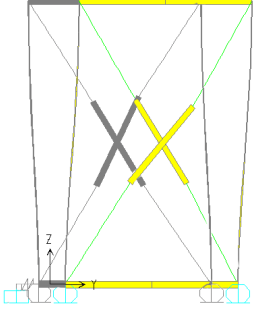
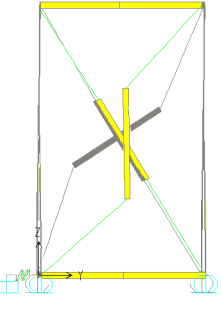
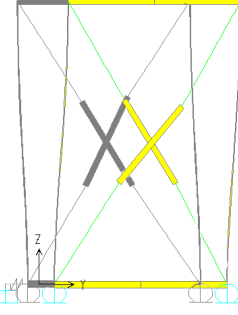
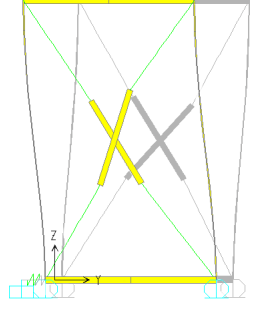
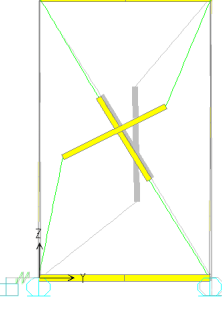
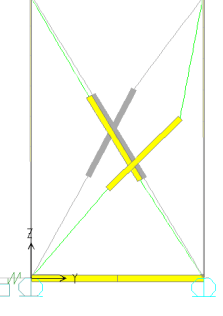
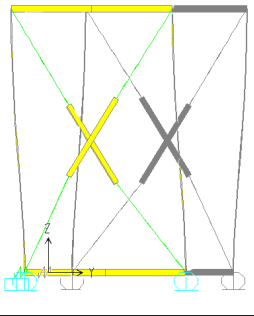
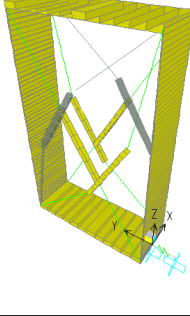
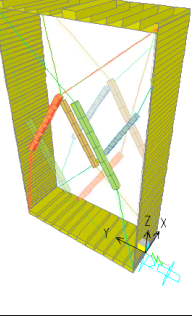
Tabela 6.11: Modos de vibração dos modelos de base encastrada.

Modelo	1º modo	2º modo	3º modo
E			
	$f_1 = 5.8335Hz$	$f_2 = 30.471Hz$	$f_3 = 36.577Hz$
E2			
	$f_1 = 7.9196Hz$	$f_2 = 13.293Hz$	$f_3 = 13.443Hz$
E4			
	$f_1 = 9,3713Hz$	$f_2 = 11.756Hz$	$f_3 = 11.757Hz$

Apesar da elaboração de uma análise no plano da estrutura, no caso de modelos com cabos de contraventamento, apresentam-se alguns modos de vibração tridimensionalmente, visto que apenas ocorre movimento dos cabos nesse mesmo plano.

Antes de comparar os valores obtidos de frequências próprias no capítulo anterior, é necessário destacar que não se tratam das mesmas quantidades físicas. As frequências correspondentes ao modelo experimental são designadas por frequências amortecidas. Para converter em frequências não amortecidas é necessário atender à seguinte expressão:

Tabela 6.12: Modos de vibração dos modelos de base de solo.

Modelo	1º modo	2º modo	3º modo
ES1			
	$f_1 = 4.5301Hz$	$f_2 = 12.606Hz$	$f_3 = 28.493Hz$
ES2	$f_1 = 5.1224Hz$	$f_2 = 16.376Hz$	$f_3 = 28.492Hz$
E2S1			
	$f_1 = 5.1964$	$f_2 = 12,931Hz$	$f_3 = 13,388Hz$
E2S2			
	$f_1 = 6.3621Hz$	$f_2 = 13.156Hz$	$f_3 = 13.401Hz$
E4S1			
	$f_1 = 5.3966Hz$	$f_2 = 11.757Hz$	$f_3 = 11.806Hz$
E4S2	$f_1 = 6.8346Hz$	$f_2 = 11.757Hz$	$f_3 = 11.806Hz$

$$\omega_{na} = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (6.13)$$

onde ω_{na} é a frequência natural amortecida, ω_n a frequência natural e ξ o coeficiente de amortecimento. Considerando o caso do modelo E, a frequência natural amortecida é de $5.8335Hz$ e o coeficiente de amortecimento de 1.41% . Pela aplicação da expressão 6.13, vem que:

$$\omega_n = \frac{\omega_{na}}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (6.14)$$

Substituindo pelos respectivos valores:

$$f_n = \frac{f_{na}}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \frac{5.8335}{\sqrt{1 - 0.0141^2}} = 5,8338Hz \quad (6.15)$$

Considerando este caso, e desprezando o facto de se tratar de frequências amortecidas está-se a cometer um erro de 0.005% . O mesmo acontece em relação aos restantes modelos, onde se registam erros reduzidos. Devido ao erro ser desprezável fazem-se comparações entre as frequências obtidas pela via experimental e numérica e determina-se o erro, consultáveis na tabela 6.13.

Tabela 6.13: Frequência natural de cada modelo obtido por via computacional.

Modelo	Frequência natural numérica (Hz)	Frequência Natural Física (Hz)	Erro (%)
E	5,8335	5,7985	0,60
E2	7,9196	7,2636	9,03
E4	9,3713	8,8350	6,07
ES1	4,5301	4,2422	6,79
ES2	5,1224	5,1576	0.68
E2S1	5,1964	5,4017	3,80
E2S2	6,3621	5,9053	7,74
E4S1	5,3966	5,7832	6,68
E4S2	6,8346	5,7832	18,18

Consideram-se aceitáveis os modelos que atingem um erro até aos 7% . Erros superiores a este valor consideram-se inadequados. Observando a tabela 6.13 há 3 modelos que se destacam. O modelo E2 que atinge um erro de 9% , o modelo E2S2 com 7.74% e finalmente o modelo E4S2 atingindo um erro de 18.2% .

O erro do modelo E2 pode dever-se à tensão instalada nos cabos de contraventamento. Apesar das considerações que se tiveram em relação à modelação dos cabos, pode resultar que tensão instalada pode estar incorrecta. Para contornar este problema, seria necessário adoptar outro critério mais adequado de medição da deformação real dos cabos, para o qual não se dispunha de instrumentação para esse fim.

Em relação aos restantes modelos é-lhes comum o facto de terem como meio de apoio o solo S2. A justificação encontrada para a divergência de resultados consiste no método adoptado para definição das propriedades mecânicas do modelo de solo S2. Por

último, em relação ao modelo E4S2, a razão da disparidade de resultados deste modelo pode basear-se num pouco das duas razões já apontadas: modelação inadequada do solo e o facto dos cabos de contraventamento não serem modelados com a precisão e resultar num afastamento do comportamento real dos cabos.

Foi notável que os modelos cuja base era o solo S2 apresentaram maiores divergências de resultados, à excepção de ES2.

Apesar destas circunstâncias deu-se continuidade à análise numérica.

6.5.2 Modelação do Amortecimento

O *software* utilizado oferece várias hipóteses de modelação do amortecimento. Apesar das várias hipóteses de modelação, há que destacar o facto de estar limitado aos dados que se obtiveram na análise experimental. O *software* oferece três formas distintas de modelação desta característica: associar um único coeficiente de amortecimento a todos os modos de vibração; consideração de coeficientes de rigidez e de massa, isto é, recorrendo à modelação clássica de Rayleigh e, por último, a interpolação do amortecimento com a frequência ou tempo.

Experimentalmente, só foi possível no modelo do pórtico simples e modelo com 2 cabos de contraventamento definir apenas um coeficiente de amortecimento associado ao primeiro modo de vibração. Admitiu-se que esse seria o coeficiente de amortecimento para todos os modos.

Em relação ao modelo do pórtico contraventado com 4 cabos foi possível detectar dois coeficientes de amortecimento, associados a duas frequências. Reúnem-se condições para definir o amortecimento segundo Rayleigh.

Para definição do amortecimento de Rayleigh, considere-se a matriz de amortecimento \mathbf{C} definido à custa da matriz de massa, \mathbf{M} , e rigidez, \mathbf{K} :

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (6.16)$$

ou escrito de outra forma:

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \begin{bmatrix} \omega_2 & \omega_2 \\ -1/\omega_2 & 1/\omega_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{Bmatrix} \quad (6.17)$$

sendo α e β os parâmetros de massa e rigidez, respectivamente. Estes parâmetros determinam-se através da resolução de sistema de equações que dependem das frequências das estrutura ω_1 e ω_2 e dos coeficientes de amortecimento ξ_1 e ξ_2 .

Resolvendo sistema de equações, obtêm-se os valores de $\alpha = 8.415$ e $\beta = 0.00289$.

6.5.3 Acelerações, Velocidades e Deslocamentos

Para investigar semelhanças entre os modelos numéricos e experimentais procuraram-se determinar as respostas do modelo “E”, “ES1” e “ES2” provocadas pelas as vibrações basais do modelo e determinaram-se os valores máximos das acelerações, velocidades e deslocamentos. As respostas das restantes configurações experimentais podem ser consultadas no Anexo C. A obtenção dos registos das acelerações em séries temporais permite aceder a outras informações da estrutura.

A análise da resposta da estrutura decorre por avaliação dos dados recolhidos em termos de acelerações. Obtenção das curvas das velocidades e deslocamentos é feita através

da integração das acelerações. A título de exemplo, observe-se a Figura 6.22 onde se apresenta o registo de acelerações recolhidas pelo acelerómetro localizado no topo do pórtico.

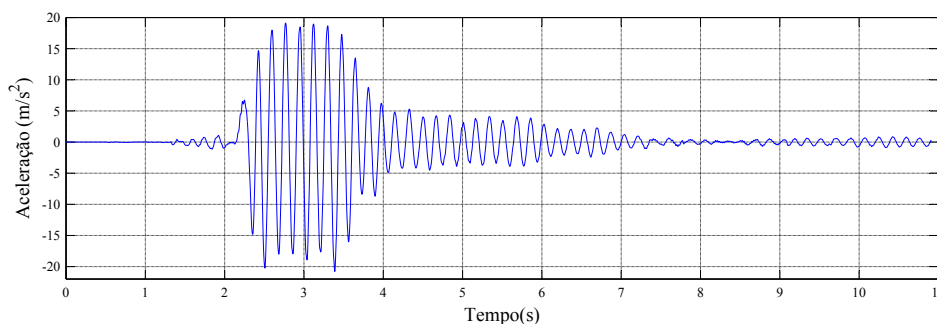


Figura 6.22: Registo de acelerações do modelo E, submetido ao sismo de Northridge.

Por integração do gráfico da Figura 6.22, obtém-se o gráfico correspondente às velocidades, apresentadas na Figura 6.23. Observando, este último gráfico destaca-se que a curva das velocidades, a partir de determinado instante de tempo, deixa de passar pelo eixo das ordenadas.

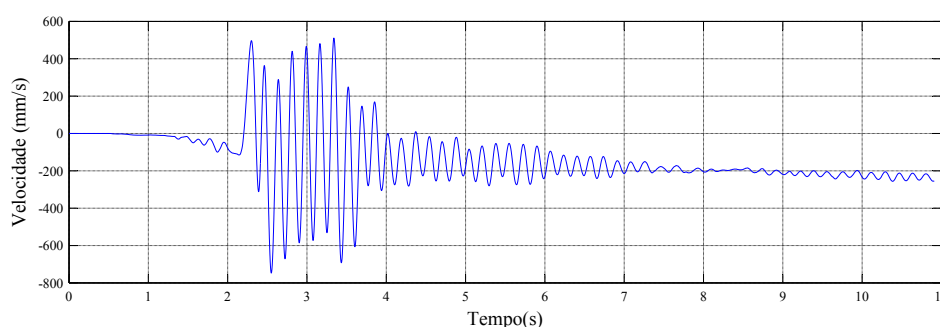


Figura 6.23: Registo de velocidades ao longo do tempo.

Prosseguindo os cálculos, integra-se o gráfico das velocidades e obtém-se o gráfico dos deslocamentos ao longo do tempo. Será de esperar um gráfico representando um comportamento cíclico. Pela observação do gráfico da Figura 6.24 constata-se que este resultado não corresponde ao que seria de esperar.

Constata-se que a simples integração do sinal das acelerações obtido na experiência não é suficiente para se obter as velocidades e os deslocamentos. Durante as medições experimentais, para além da informação útil do sinal, são recolhidos componentes espúrios sem qualquer utilidade para análise. O sinal é desvirtuado pela ocorrência de erros durante a aquisição do sinal, ou também, por perturbações oriundas de fontes exteriores ao modelo em estudo. É essa componente, o ruído, que está na origem dos resultados de velocidade e de deslocamento inadequados, apresentados nas Figuras 6.23 e 6.24.

Para isso, há que remover ou atenuar as componentes do sinal que não são intrínsecas à grandeza física recolhida, isto é, das acelerações, que acabam por se revelar prejudiciais à análise que se pretende desenvolver. A solução para contornar este problema passa por manipular o sinal utilizando filtros.

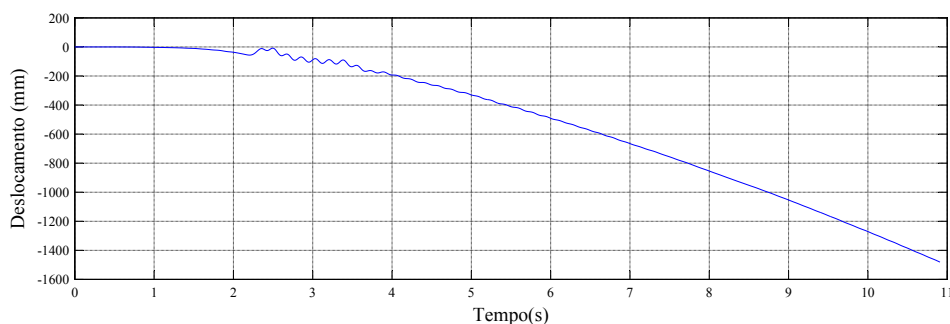


Figura 6.24: Registo de deslocamentos ao longo do tempo.

Utilizou-se um filtro digital Butterworth. Este filtro tem uma função de transferência com características planas na banda passante, sofrendo uma queda acentuada a partir da frequência de corte, tendendo para zero à medida que se aproxima da banda rejeitada.

A ordem do filtro está associada à atenuação da amplitude do sinal. Na Figura 6.25 é apresentado um gráfico da magnitude do filtro em função da frequência. Destacam-se duas zonas do gráfico. Antes da frequência de corte, visualiza-se que a magnitude se mantém praticamente horizontal e após a frequência de corte, passa a ser uma linha diagonal. Na zona de variação do declive desta curva, identifica-se uma transição suave próxima da frequência de corte.

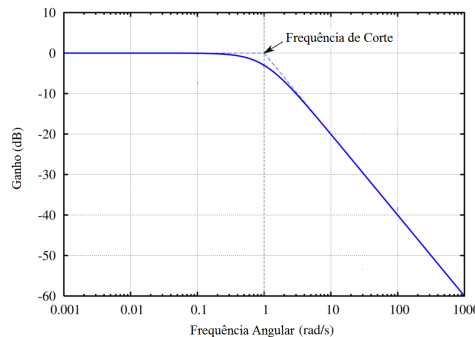


Figura 6.25: Magnitude do filtro de 1ª ordem em função da frequência.

A ordem do filtro está relacionada com a variação desta curva. Observando o gráfico da Figura 6.26, visualizam-se curvas de diferentes ordens. A diferença entre elas, reside na variação da queda de amplitude com o aumento da frequência mais acentuado.

A filtragem do sinal das acelerações foi elaborada com recurso a uma rotina [28] em Matlab[®], disponível na “*Signal Processing Toolbox*” do próprio *software*. Utilizou-se um Butterworth¹ de 4ª ordem. Neste caso, utilizou-se um filtro passa alto, o qual elimina

¹Os filtros digitais são conseguidos com recurso a funções de filtragem. A curva de atenuação de um filtro em função da frequência é sua característica fundamental. A aproximação matemática que a descreve designa-se função de filtragem. A aproximação utilizada é a de Butterworth, a qual corresponde uma curva de resposta designada de “aplanamento máximo” devido ao facto de as primeiras derivadas são nulas na origem [58].

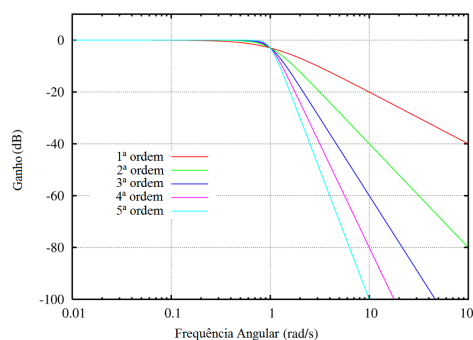


Figura 6.26: Magnitude dos filtros de 1ª à 5ª ordem em função da frequência.

toda a banda de frequências abaixo de uma determinada frequência de corte, possibilitando a passagem das frequências acima da frequência de corte. No “*Signal Processing Toolbox*” é sugerida a utilização de uma frequência de corte entre 0 e 1 Hz , tendo-se escolhido a unidade.

Após filtragem dos dados das acelerações procedeu-se à sua integração. Contudo, foi necessário filtrar novamente o registo das velocidades para se proceder à sua integração e obtenção dos deslocamentos. Assim, foi possível determinar os valores máximos atingidos por estas grandezas físicas. Posteriormente, compararam-se as respostas dos modelos físicos “E”, “ES1” e “ES2” com as respectivas respostas em termos de modelos numéricos.

Modelo E

Segue-se a resposta manifestada pelo modelo para o sismo de Kobe e de Northridge, em termos de acelerações, velocidades e deslocamentos.

Ao observar o gráfico da Figura 6.27 (a), da resposta do pórtico em termos de acelerações, quando solicitado pelo sismo de Kobe, é notório uma diferença na amplitude das acelerações entre as curvas das diferentes modelações. Os valores máximos atingidos foram 40.65 m/s^2 no modelo numérico e 33.85 m/s^2 no modelo experimental comprovam essa diferença de valores das acelerações.

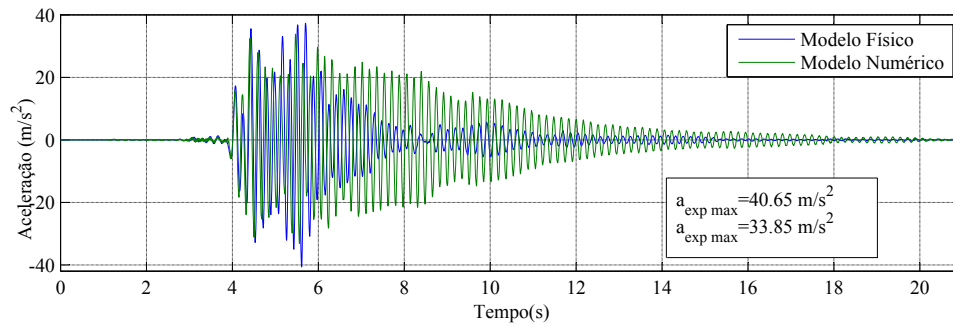
Seria de esperar que o modelo numérico atingisse menores valores em relação ao modelo experimental, por ter uma frequência própria ligeiramente inferior. Observam-se semelhanças entre as curvas das duas vias até aos 6 segundos. A partir desse instante, e até ao fim do registo, as curvas afastam-se.

Ao observar os gráficos da Figura 6.27 (b) e (c), relativos às velocidades e deslocamentos, respectivamente, visualiza-se que as duas curvas se mantêm muito próximas entre si até aos 6 segundos. A partir desse instante observam-se diferenças enormes entre as duas curvas.

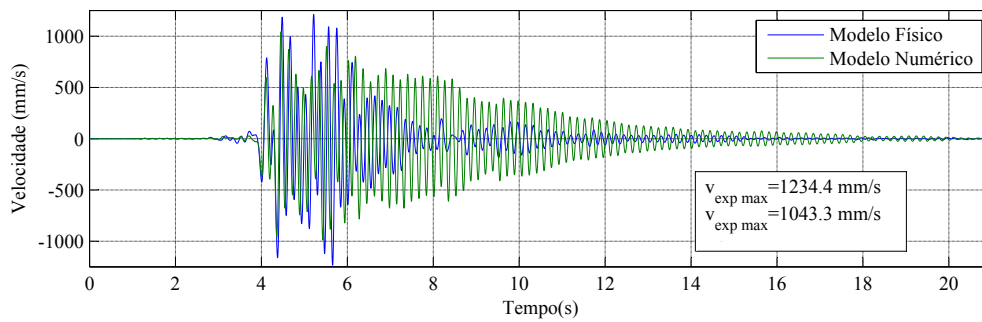
Nas três quantidades físicas, na resposta ao sismo de Kobe, os resultados revelam-se semelhantes até aos 6 segundos. Depois desse instante os resultados divergem entre si.

Em relação à resposta da estrutura em termos de acelerações e velocidades, quando solicitada pelo sismo de Northridge, apresentadas na Figura 6.28(a) e (b), respectivamente, observam-se semelhanças na resposta obtida pelas duas análises. Até aos 3.6 segundos, as curvas, nas três quantidades físicas, revelam-se muito próximas entre si.

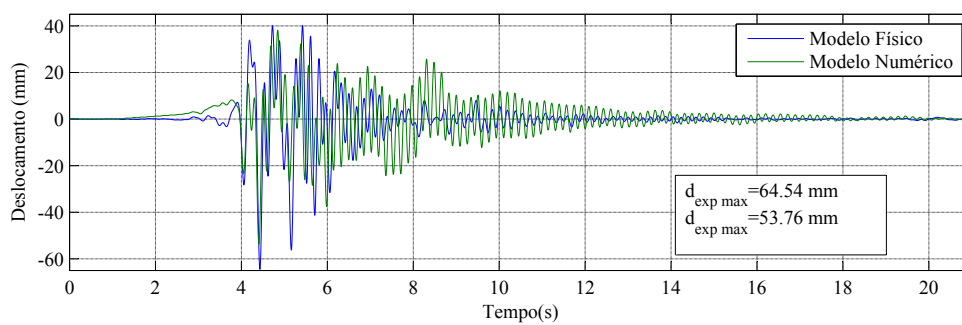
Uma vez que o registo das acelerações a partir dos 3.6 segundos já não são



(a) Registo de acelerações.

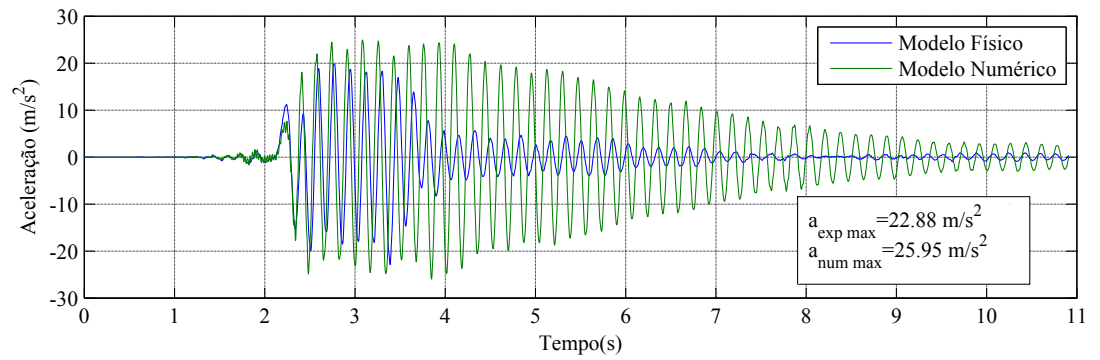


(b) Registo de velocidades.

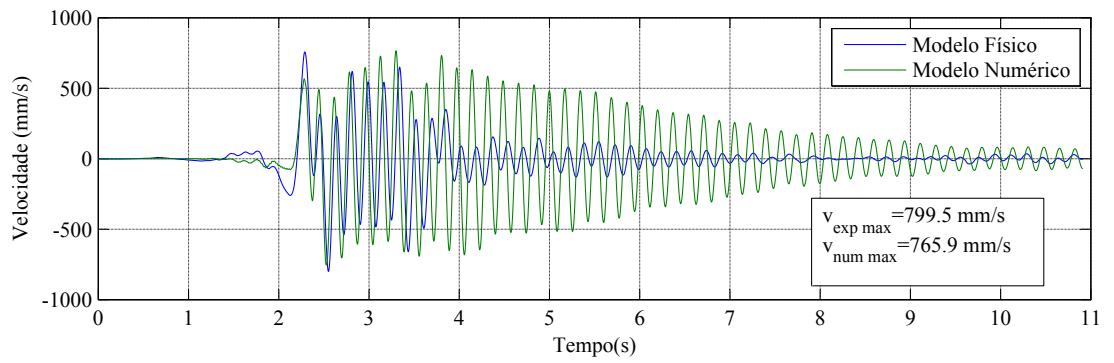


(c) Registo de deslocamentos.

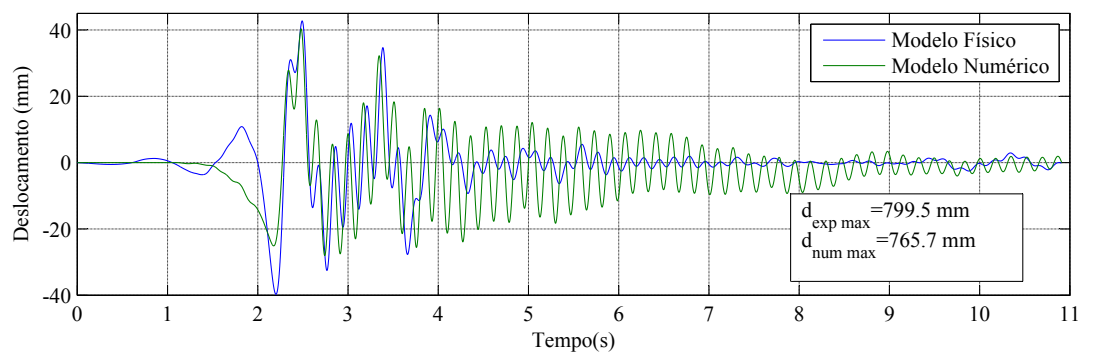
Figura 6.27: Respostas do modelo E por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registro de acelerações.



(b) Registro de velocidades.



(c) Registro de deslocamentos.

Figura 6.28: Respostas do modelo E obtidas pela via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.

semelhantes entre as duas modelações não esperariam resultados melhores em termos de velocidades e de deslocamentos.

Configuração ES1

Em relação à configuração ES1, observe-se o gráfico da Figura 6.29(a) relativo ao registo de acelerações ao longo do tempo, quando o modelo foi solicitado pelo sismo de Kobe. Neste gráfico, de uma forma global, é claramente o notório que o modelo numérico apresenta amplitudes superiores às do modelo físico ao longo de todo o registo.

O modelo numérico atinge acelerações superiores ao modelo experimental, o qual, mais uma vez se esperaria, uma vez que, o modelo numérico é mais flexível que o modelo experimental.

Neste caso obtiveram-se grandes diferenças entre as curvas das acelerações, não sendo possível identificar semelhanças entre os troços da curva de acelerações. Visto que estes resultados, em termos de acelerações, não são bons, então em termos de velocidades (figura 6.29 b) e de deslocamentos (figura 6.29 c) , os resultados também não se esperariam melhores.

Em relação às velocidades, observáveis na Figura 6.29 (b), é praticamente inexistente qualquer semelhança na resposta obtida pelas duas vias de estudo. Ainda na Figura 6.29 (c), é possível observar os deslocamentos obtidos que se revelam resultados piores. Acrescenta-se ainda que os deslocamentos do modelo experimental se assumem superiores ao modelo numérico que, mais uma vez, não seria expectável de acontecer.

Em relação ao gráfico das acelerações, apresentado na Figura 6.30 a), notam-se algumas semelhanças entre as curvas obtidas por via numérica e física quando a configuração é submetida ao sismo de Northridge. Apesar das curvas não serem sobrepostas há uma proximidade entre estas digna de referência.

Em relação ao gráfico das velocidades da Figura 6.30 (b) e dos deslocamentos, na Figura 6.30 (c), obtém-se piores resultados.

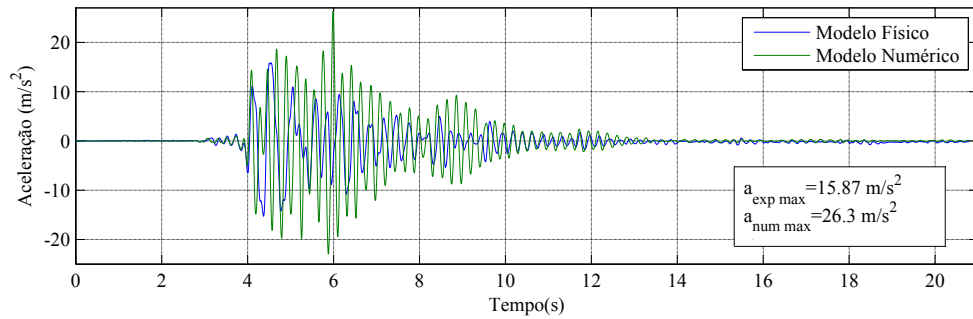
Configuração ES2

O gráfico da Figura 6.31(a), corresponde às acelerações ao longo do tempo quando a configuração ES2 é excitada pelo sismo de Kobe. O modelo numérico apresenta o pico de acelerações superior ao do modelo físico, atingindo o valor de 26.3 m/s^2 enquanto que o modelo experimental atinge os 23.5 m/s^2 . Ao longo do registo, as curvas do modelo numérico são próximas das do modelo experimental, divergindo ligeiramente em alguns instantes.

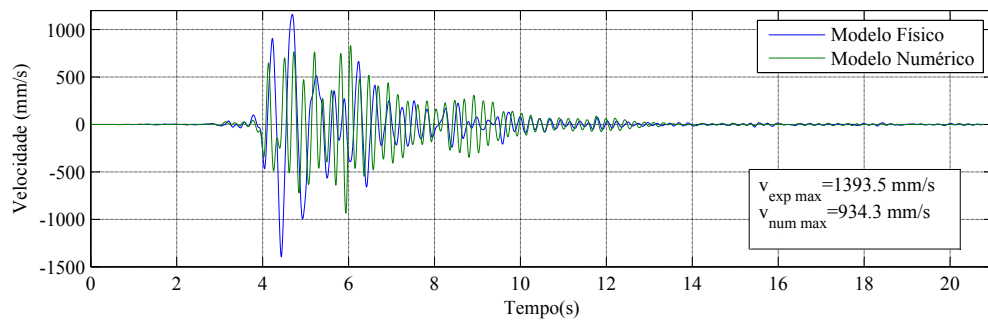
Pelo registo das velocidades, observável na Figura 6.31 (b), mantém-se a tendência na sobreposição das curvas entre si, sendo que os valores das velocidades do modelo experimental atingem amplitudes superiores às do modelo físico.

Mais uma vez, e como referido anteriormente, pela observação do gráfico da Figura 6.31 (c), os deslocamentos do modelo experimental assumem-se superiores aos do modelo físico. Neste caso, também as curvas se mantêm próximas entre si.

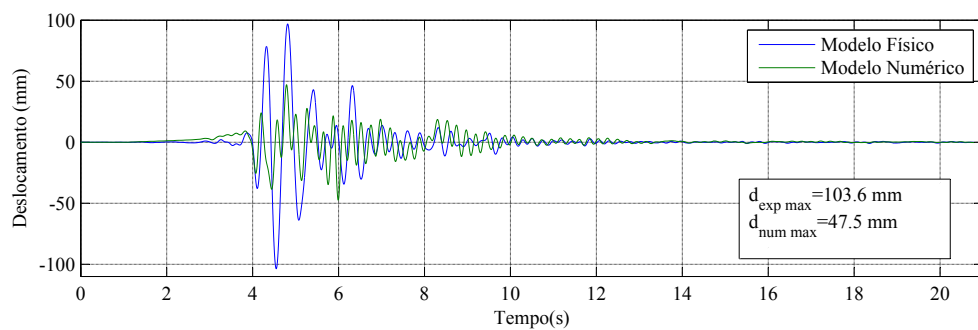
Apresenta-se na Figura 6.32 os gráficos dos registos das diferentes quantidades físicas produzidas pela solicitação do sismo de Northridge. Há uma similitude notável entre as curvas das diferentes modelações para as três quantidades físicas.



(a) Registo de acelerações.

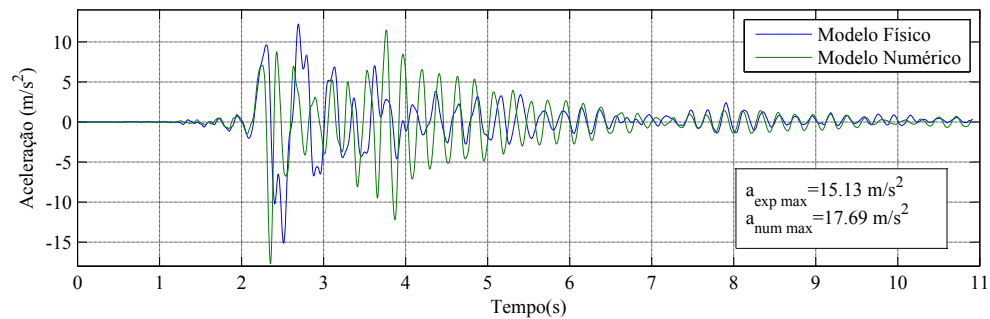


(b) Registo de velocidades.

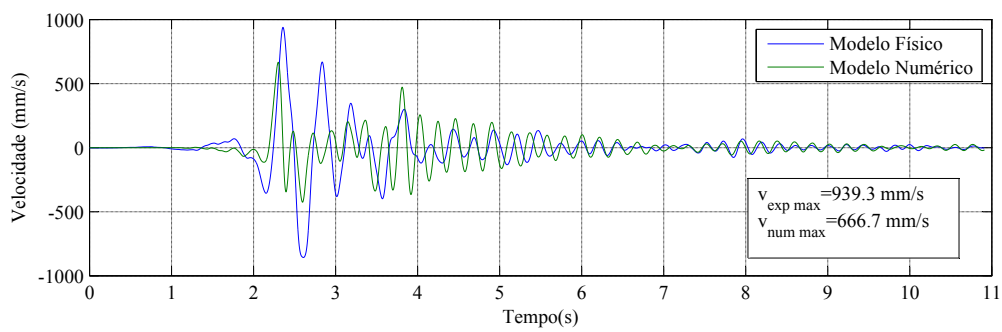


(c) Registo de deslocamentos.

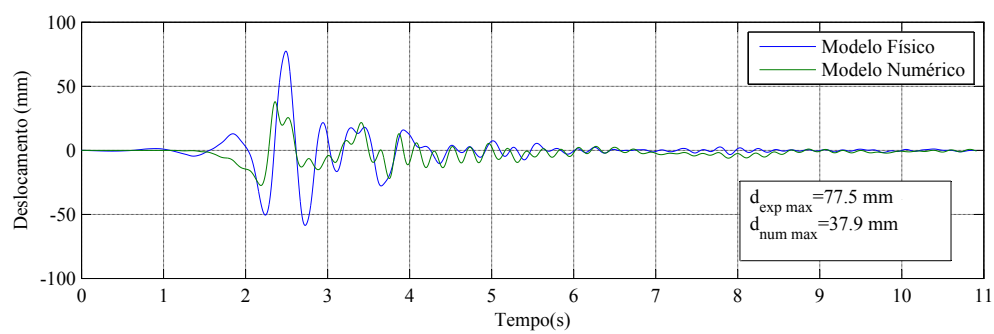
Figura 6.29: Respostas do modelo ES1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registro de acelerações.

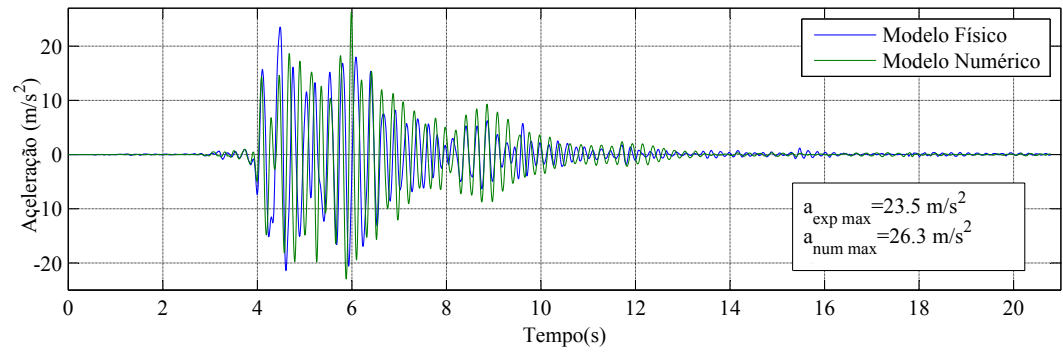


(b) Registro de velocidades.

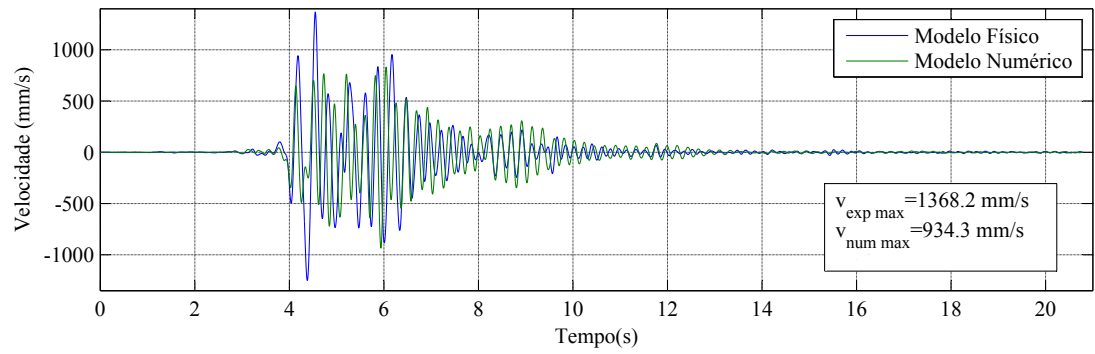


(c) Registro de deslocamentos.

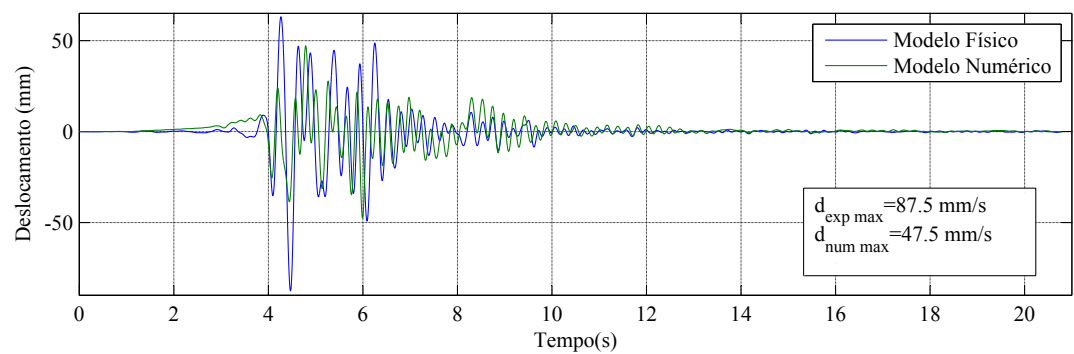
Figura 6.30: Respostas do modelo ES1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.



(a) Registro de acelerações.

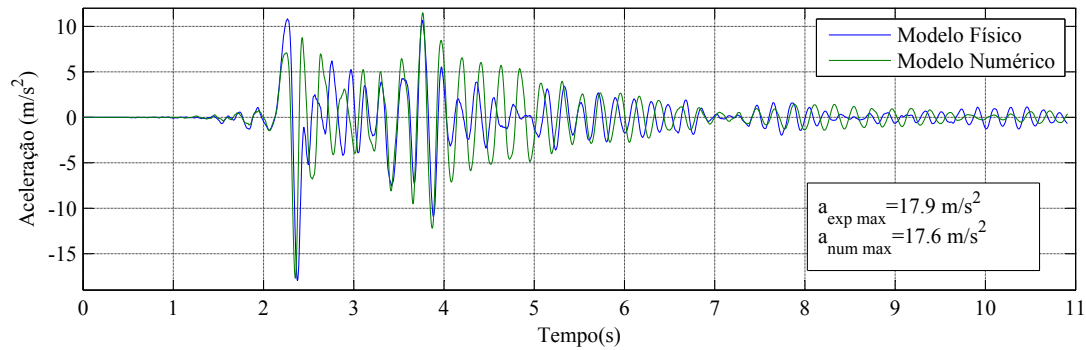


(b) Registro de velocidades.

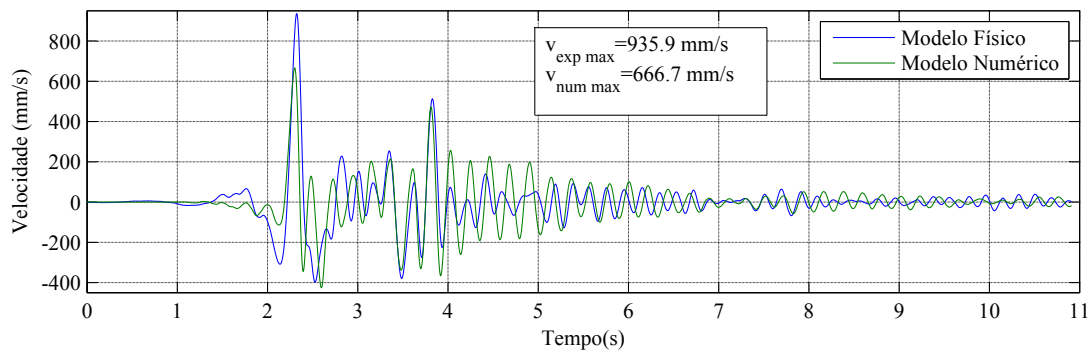


(c) Registro de deslocamentos.

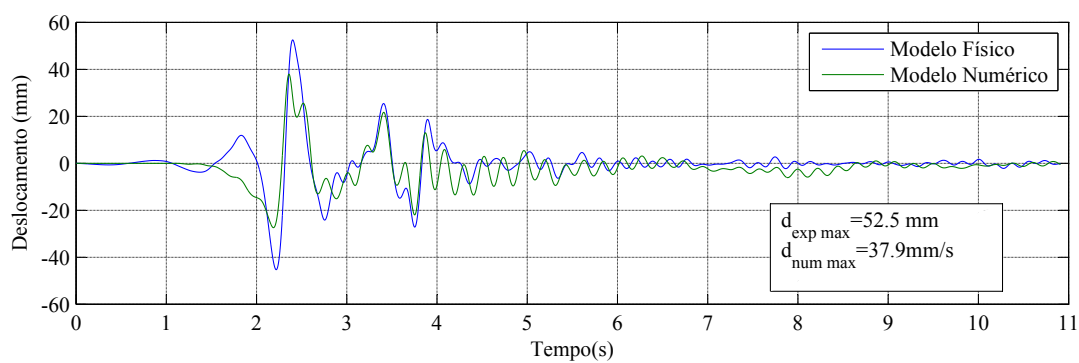
Figura 6.31: Respostas do modelo ES2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registro de acelerações.



(b) Registro de velocidades.



(c) Registro de deslocamentos.

Figura 6.32: Respostas do modelo ES2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.

6.6 Considerações Finais

Este capítulo, dedicado à modelação numérica e consequentemente apresentação dos resultados obtidos, começou por se apresentar a evolução da modelação, inicializando-se com os modelos mais simples e a depois avançando para os modelos mais complexos.

Para a modelação dos cabos de contraventamento, foram apresentados exemplos de como se poderia modelar de uma forma simples os cabos pré-tensionados.

Apresentou-se a metodologia adoptada para determinar, a partir dos resultados experimentais, as propriedades dos modelos de solo e consequentemente modelação através dos elementos *links/supports*.

Foi ainda apresentado o modo como se modelou o amortecimento, onde foi possível a sua modelação por duas vias distintas.

Por fim, os modelos foram solicitados a duas acções sísmicas: o sismo de Kobe e de Northridge, permitindo obter comparações nas respostas dos modelos pela via experimental e numérica. Apresentou-se também a metodologia adoptada para filtragem dos sinais.

Em termos de resultados de frequências próprias, foram os modelos apoiados em solo S2 que obtiveram os piores resultados (excepto ES2), sobretudo o modelo E4S2. Em relação à análise das respostas das estruturas, apresentaram-se os modelos mais simples, sem cabos, e os resultados revelaram-se aceitáveis apenas para a estrutura E, quando solicitada pelo sismo de Northridge. A razão apontada para as diferenças acentuadas que se observaram nas respostas, para além das diferenças ao nível das frequências próprias, pode residir na modelação adoptada do amortecimento.

Capítulo 7

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

7.1 Considerações Finais

O presente trabalho pretendeu estudar um modelo simples que simulasse a interação sísmica solo-estrutura. O modelo físico foi submetido a acções basais por intermédio de uma mesa sísmica educacional.

O objectivo do trabalho foi estudar por via experimental as propriedades dinâmicas de um modelo solo-estrutura nomeadamente: frequência própria e coeficientes de amortecimento. Além disso compararam-se as respostas em termos de acelerações absolutas e relativas ao longo do tempo, para as diferentes configurações experimentais. Para tal adaptou-se o modelo físico, com base num modelo do UCIST.

Para se determinarem as frequências próprias dos vários modelos reduzidos avaliaram-se as respostas dos mesmos perante a acção sísmica sinusoidal seno sweep. Aplicou-se a função de transferência sobre os sinais de cada modelo.

A determinação dos coeficientes de amortecimento processou-se de duas formas: recorrendo ao método do decremento logarítmico para as configurações S1, S2 e E e ainda ao método da meia potência para as configurações E2 e E4.

Pela comparação das acelerações experimentadas pelos modelos físicos comprovou-se que apesar dos modelos das estruturas que se apoiam sobre os modelos de solo sofriam um grande amortecimento, contudo não foi visível efeitos de amplificação dinâmica. Em relação à modelação numérica, apesar dos valores das frequências fundamentais se assumirem aceitáveis até cerca de 7%, sendo que os modelo E2, E2S2 e E4S2 os que apresentavam valores com erros bastante superiores aos da modelação física. Foram apontadas algumas causas para estes erros entre as quais, a inadequada modelação dos cabos e também a modelação desapropriada das propriedades do solo S2. Em relação às respostas obtidas, nem todas verificaram semelhanças e a justificação encontrada para este facto, para além das diferenças de frequências próprias, prende-se com a modelação do amortecimento o qual é demasiado simplista por assumir apenas um coeficiente de amortecimento para todos os modos de vibração.

Da comparação da história de acelerações, velocidades e deslocamentos, entre os modelos experimentais e os numéricos, no geral, obtiveram-se aproximações, que tendo em conta o enumerado até aqui, se podem considerar aceitáveis. Por outro lado o filtro digital

utilizado no tratamento dos sinais poderá contribuir para divergências de resultados ao nível das velocidades e dos deslocamentos. Sendo os resultados dos deslocamentos aqueles que, no geral, mais divergem.

Quanto a efeitos resultantes da interação solo-estrutura refere-se o facto de, comparativamente à estrutura encastrada, a estrutura acoplada ao modelo de solo sofre um aumento do período fundamental. Este facto foi notório nos vários modelos ensaiados. Acrescente-se que os valores das frequências naturais dos vários modelos são demasiado elevados.

Pela comparação do registo de acelerações, em termos experimentais, constatou-se que a introdução do modelo físico do solo entre a plataforma da mesa sísmica e modelo da estrutura introduzia um grande amortecimento no sistema.

Estes modelos, apesar de necessitarem de mais investigação e quiçá desenvolvimento para outros níveis de complexidade, dado a sua fácil e rápida montagem, bem como a sua economia e apresentando um comportamento exagerado do fenómeno de interacção solo-estrutura as suas aplicações recomendam-se apenas para fins didáticos.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

Afigura-se especial interesse em estudar o modelo com outros materiais, isolando aqueles que apresentarem os resultados mais convenientes, nomeadamente: procurar atingir um valor da frequência própria do modelo de solo de forma a ficar próximo do da estrutura para se poderem observar efeitos de ressonância, e, aliado a isto, respeitar o carregamento máximo imposto pela mesa sísmica e atingir uma maior proximidade dos resultados experimentais e numéricos. Em termos de materiais recomenda-se que se desenvolva o estudo com borrachas de silicone, espumas de poliestireno (utilizadas em transporte de mercadorias), bem como espumas de borracha nitrílica. A dificuldade em obter estes materiais prende-se com o facto da inexistência de fabricantes em território nacional o que dificulta a sua obtenção do modo desejável (geometria, quantidade e propriedades mecânicas).

Os sismos utilizados foram registados à superfície do terreno e escalados para serem utilizados na mesa sísmica. Será mais adequado utilizar os registos sísmicos reconhecidos ao nível do substrato rochoso, de forma a se poder uniformizar os resultados as configurações encastradas à mesa sísmica podiam simular uma estrutura apoiada em maciço rochoso e, por outro lado, aos modelos de solo e solo-estrutura apoiados igualmente, em maciço rochoso.

A fim de aumentar a complexidade do problema seria interessante adicionar mais um grau de liberdade ao sistema: com alteração da caixa de acrílico e consequente instalação da estrutura em contacto com o modelo de solo testando a estrutura para diferentes profundidades de embebimento.

Bibliografia

- [1] http://www.dagol.pt/pt/html/barreiras_acusticas.html, Maio 2012.
- [2] http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/sismos_dinamica.html, Dezembro 2012.
- [3] <http://nees.ucsb.edu/>, Junho 2012.
- [4] <http://www.incomplast.com.br/materiais/nylon.htm>, Julho 2012.
- [5] http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/equipamentos_ptriaxial.html, Dezembro 2012.
- [6] <https://engineering.purdue.edu/UCIST/>, Maio 2012.
- [7] Arulanandan, K., J. Canclini e A. Anandarajah: *Simulation of Earhquake Motions in the Centrifuge*. Journal of Geotechnical and Engineering Division, Vol. 108:Páginas 730–742, 1982.
- [8] Berton, Stefano, Tara C. Hutchinson e John E. Bolander: *Dynamic Behavior of Simple Soil-Structure Systems*. Relatório Técnico, UNIVERSITY CONSORTIUM ON INSTRUCTIONAL SHAKE TABLES, 2001.
- [9] Biot, M. A.: *Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology*. ASCE, Transactions, Vol. 108:Páginas 365–4088, 1942.
- [10] Blume, J. A.: *The Building and Ground Vibrator, Chapter 7 in " Earthquake Investigations in California 1934-1935"*. U.S. Department of Commerce, Coas and Geodetic Survey, Special Publication No. 201, Whashington, D.C, 1936.
- [11] Bucky, P. B.: *Use of models for the study of mining problems*. AIMME Technical Publication, Vol. 425, 1931.
- [12] Carder, D. S.: *Vibration Observation, Chapter 5 in "Earthquake Investigations in California 1934-1935"*. U. S. Department of Commerce, Coast and Geodetic Survey, Special Publication No. 201:49–106, 1936.
- [13] Carder, D. S.: *Earthquake Investigations in the Western United States 1931-1964*. U. S. Department of Commerce, Coast and Geodetic Survey, Publication 412, 1964.

- [14] Casirati, M., A. Castoldi, P. Panzeri, P. Pezzoli, A. Martelli e P. Masoni: *On-Site Experimental Dynamic Analysis to Access the Seismic Behavior of the Italian PEC Fast Reactor Building Taking into Account the Soil-Structure Interaction Effect*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 6: Páginas 741–746, 1988.
- [15] CEN, European Committee for Standardization: *NPEN1993-1-1 Eucódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Relatório Técnico, IPQ, 2009.
- [16] CEN, European Committee for Standardization: *NPEN1998-1 Eucódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Relatório Técnico, IPQ, Março 2010.
- [17] Cheney, D. J. Campbell.; J. A. e B. L. Kutt: *Boundary effects in dynamic centrifuge model tests*. Proceedings Centrifuge 91, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, páginas Páginas 441–448, 1991.
- [18] Cloud, W. K.: *Modification of Seismic Waves by a Building*. Proceedings of the Sixth European Conference on Earthquake Engineering, páginas Páginas 289–295, 1978.
- [19] Coe, C. J.: *On the Feasibility of Performing Dynamic Soil Tests in a Centrifuge*. Tese de Doutoramento, Princeton University, Princeton, N. J., 1985.
- [20] Coe, C. J., J. H. Prevost e R. H. Scanlan: *Dynamic Stress Wave Reflections/Attenuation: Earthquake Simulation in Centrifuge Soil Models*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 13: Páginas 109–128, 1985.
- [21] Computers & Structures Inc., Berkeley, California: *USA: CSI Analysis Reference Manual*, Abril 2009.
- [22] Costa; Eduardo Camacho Cansado Carvalho; António Nogueira Leite; Mário Rouxinol Fragoso; Vidália Miranda; Ana Sofia Casanova, Mário Manuel Paisana Santos Lopes; Raimundo Moreno Delgado; João Fonseca; Carlos Sousa Oliveira; João José Rio Tinto Azevedo; Rita Nogueira Leite Pereira Bento; Jorge Miguel Silveira; Filipe Mascarellhas Proença; Luís Manuel Coelho Guerreiro; João Augusto da Silva Appleton; Maria Mafalda M. Henriques de Oliveira; Aníbal Guimarães da: *Sismos e Edifícios*. 2008.
- [23] Crouse, C. B., B. Hushmand e G. R. Martin: *Dynamic Soil-Structure Interaction of a Single-Span Bridge*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15: Páginas 711–729, 1987.
- [24] Duke, C. M., J. E. Luco, A. R. Carriveau, P. J. Hradilek, R. Lastrico e D. Ostrom: *Strong Earthquake Motion and Site Conditions: Hollywood*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 60: Páginas 1271–1289, 1970.
- [25] Ellis, B. R.: *The Significance of Dynamic Soil-Structure Interaction in Tall Buildings*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Vol. 81: Páginas 221–242, 1986.

- [26] Erdik, M., C-Yilmaz e P. G: *Experimental Assessment of the Soil-Structure Interaction Effects for a Research Reactor*. Transactions of the 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol. K(a):Paper K 7/9, 311–316, 1985.
- [27] Erdik, M. e P. Gülkan: *Assessment of Soil-Structure Interaction Effects on Prefabricated Structures*. Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 913–920, 1984.
- [28] Ferreira, J. N. V. S.: *Modelação de Estruturas Apoiadas num Semi-Espaço Sujeitas a Acção de Cargas Móveis. Aplicação ao Caso de Comboios de Alta Velocidade*. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2012.
- [29] Ferreira, José Nuno Varandas da Silva: *Modelação da excitação dinâmica superficial do subsolo aplicação à análise espectral de ondas de superfície*. Tese de Mestrado, UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA - INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO, 2005.
- [30] Finn, W. D. L., R. H. Ledbetter e L. L. Beratan: *Seismic Soil-Structure Interaction: Analysis and Centrifuge Model Studies*. Nuclear Engineering and Design, Vol. 94: Páginas 53–66, 1986.
- [31] Fujimori, Takeshi, Tomohiko Tsunoda, Masanori Izumi e Kinji Akino: *Partial Embedment Effects on Soil-Structure Interaction*. Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 1713–1718, 1992.
- [32] Ganev, T., S. Nagata e T. Katayama: *Creation of Database of Earthquake Records from a Reinforced Concrete Tower and Observation of Soil-Structure Interaction Effects*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Vol. 10: Páginas 27–40, 1993.
- [33] Gupta, V. K. e M. D. Trifunac: *A Note on Contributions of Ground Torsion to Seismic Response of Symmetric Multistoried Buildings*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 10: Páginas 27–40, 1990.
- [34] Harris, Harry G. e Gajanan Sabins: *Structural Modeling and Experimental Techniques Second Edition*. CRC Press, 1999.
- [35] Hoek, E.: *The Design of a Centrifuge for the Simulation of Gravitational force fields in mine models*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 65: Páginas 455, 1965.
- [36] Housener, G. W.: *Interaction os Buildings and Ground During an Eart*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47: Páginas 179–186, 1957.
- [37] Hudson, D. E.: *Dynamic Tests of Full-Scale Structures*. Prentice-Hall, 1970.
- [38] Iguchi, M., K. Akino, J. Jido, S. Kawamura, Y. Ishikawa e M. Nakata: *Large Scale Model Tests on Soil-Reactor Building Interaction, Part I: Forced Vibration Tests*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 697–702, 1988.

- [39] Inukai, T., T. Imazawa, K. Kusakabe e M. Yamaoto: *Dynamic Behavior of Embedded Structure on Hard Rock Site*. Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 1695–1700, 1992.
- [40] Ishihara, Kenji: *Soil Behaviour in Earhquake Geotechnics*. Oxford University Press, USA, 1996.
- [41] Jennings, P. C. e J. Bielak: *Dynamics of Building-Soil Interaction*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 63: Páginas 9–48, 1973.
- [42] Kaino, T. e T. Kikuchi: *Earthquake Response of Pier with Caisson-Type Wall Foundation and its Analyses*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 751–756, 1988.
- [43] Kashima, T. e Y. Kitagawa: *Observation and Analysis of Earthquake Motions in and Around the SRC Buildings as Local Earthquake Instrument Array System*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 721–726, 1988.
- [44] Kausel, E., R. V. Whitman, J. P. Morray e F. Elsabee: *The spring method for embedded foundations*. Nuclear Enginnering and Design, Vol. 48: Páginas 377–392, 1978.
- [45] Konagai, K.: *Real Time Control of Shaking Table for the Simulation of Structure-Base Interaction During Earthquakes*. Report of Research Project 1998 Grant-in-Aid for Exploratory Research, No. 09875109, 1999.
- [46] Konagai, K., Y. Koizumi e S. Ogawa: *Experiments on Soil-Pile Interaction Using Electromagnetic-Induction Type Impulse Generator*. Dynamic Response of Pile Foundations - Experiments, Analysis and Observation, Geotechnical Special Technical Publication, Vol. 11: Páginas 99–109, 1987.
- [47] Konagai, K. e T. Nogomi: *Analog Circuit to Simulate Dynamic Soil-Structure Interaction in Shake Table Test*. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 17: Páginas 279–287, 1998.
- [48] Kramer, Steven L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1996.
- [49] Kutter, Bruce L.: *Deformation of Centrifugue Models of Clay Embankments due to 'bumpy road' Earhquakes*. Proceedings Conference Soil Dynamic Earthquake Engineering, Vol. 1: Páginas 331–349, 19821.
- [50] Lambe, Philip C., Robert V. Whitman e Bruce L. Kutter: *Initial Results from a Stacked Ring Apparatus for Simulation of a Soil Profile*. Proceedings International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3: Páginas 1105–1110, 1981.
- [51] Luco, J. E., M. D. Trifunac e F. E. Udwadia: *An Experimental Study of Ground Deformations Caused by Soil-Structure Interaction*. Proceidigns U. S. National Conference On Earthquake Engineering, páginas Páginas 136–145, 1975.

- [52] Luco, J. E., H. L. Wong e M. D.: *Soil-Structure Interaction Effects on Forced Vibration Tests*. Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, California, Report No. 86-05, 1986.
- [53] Luco, J. R. e M. D. Trifunac: *On the Apparent Change in Dynamic Behavior of a Nine-Story Reinforced Concrete Building*. Bulletin of Seismic Society American, Vol. 77:Páginas 1961–1963, 1987.
- [54] Lysmer, J., T. Ukada, C. F. Tsai e H. B. Seed: *FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems*. Relatório Técnico EERC/75-30, Earthquake Engineering Research Center - University of California, 1975.
- [55] Madabhushi, S. P. G.: *Dynamic Response of the Equivalent Shear Beam (ESB) Cointainer*. CUED/D-SOILS/TR270, 1994.
- [56] Maragakis, E., B. M. Douglas, S. Hagne e V. Sharma V.: *Full-Scale Resonance Tests of a Railway Brige*. Build and International Community of Structural Engineers, Proceedings of Structures Congress XIV, Chicago, Vol. 1:Páginas 183–190, 1996.
- [57] Masanori, Sakai, Tabata Kaoru, Kamei Kaeko e Sawada Toshihisa: *Vibration Tests of Soil-Structure Interaction Using Silicone Rubber Soil Model*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3:Páginas 691–693, 1988.
- [58] Matthaei, George L., Leo Young e E. M. T. Jones: *Microwave Filters, Impedance-Matching Networks, and Coupling Structures*. McGraw-Hill, 1964.
- [59] Mendes, Paulo e Sergio Oliveira: *Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada de Modelos de Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos*. LNEC, Lisboa, páginas Páginas 5 – 87, 2008.
- [60] Merritt, G. H. e G. W. Housener: *Effects of Foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multistory Buildings*. Bulletin of the Seismological Society of America, 44:Páginas 551–569, 1954.
- [61] Meymand, P.: *Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction in Soft Clay*. Tese de Doutorado, University of California, Berkeley, 1998.
- [62] Meymand, P., M. Riemer e R. Seed: *Large-Scale Shaking Table Tests of Seismic Soil/Pile Interaction in Soft Clay*. Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering, 2000.
- [63] Mizuno, H.: *Effect of Dynamic Inputs on Structure-Soil-Structure Interaction*. Proceedigns of 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, Paper 68:Páginas 539–544, 1978.
- [64] Mizuno, H.: *Effects of Structure-Soil-Structure Interaction During Various Excitations*. Proceedigns of 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5:Páginas 149–156, 1980.

- [65] Mizuno, N. e Y. Tsumhima: *Experimental and Analytical Studies for a BWR Nuclear Reactor Building, Evaluation of Soil-Structure Interaction*. Trans. 3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 4:Paper k3/2, 1–13, 1975.
- [66] Morris, D. V.: *The Centrifugal Modelling of Dynamic Soil-Structure Interaction and Earhquake Behaviour*. Tese de Doutoramento, Cambridge University, England, 1979.
- [67] Moss, Robb Eric S., Vic Crosariol e Steven Kuo: *Shake Table Testing to Quantify Seismic Soil-Structure Interaction of Underground Structures*. Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I. M. Idriss, 2010.
- [68] Muria-Vila, D. e R. G. Alcorta: *Soil-Structure Interaction Effects in a Building*. Procediments of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3:Páginas 1905–1910, 1992.
- [69] Ohtsuka, Y., A. Fukuoka, K. Akino e K. Ishida: *Experimental Studies on Embedment Effects on Dynamic Soil-Structure Interaction*. Proceedigns of 11th European Conference on Earthquake Engineering, Disc 1:Paper 59, 1996.
- [70] Ohtsuka, Y., A. Fukuoka, E. Yanagisawa e H. Fukudome: *Embedment Effect on Dynamic Soil-Structure Interaction*. Proceedigns of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3:Páginas 1707–1712, 1992.
- [71] Ortiz, L. A., R. F. Scott e J. Lee: *Dynamic Centrifuge Testing of a Cantilever Retaining Wall*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11:Páginas 251–268, 1983.
- [72] Pais, A. L. e E. Kausel: *On rigid foundations subjected to seismic waves*. Earthquake, Vol. 4(ANL-95/11 - Revision 2.3.0):Páginas 475–489, 1989.
- [73] Pankaj Agarwal, Manish Shrikhande: *Earthquake Resistant Design Of Structures*, volume 1. Prentice-Hall of India Pvt.Ltd, January 2006.
- [74] Paz, Mario: *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo*. Publicaciones Digitales, S.A., 2002.
- [75] Pecker, Alain: *Advanced Earthquake Engineering Analysis*, capítulo Soil Structure Interaction, páginas 33–42. Número 494 in *CISM International Centre for Mechanical Sciences*. Springer-Verlag New York, 1ª edição, October 2007.
- [76] Petrovski, J.: *Evaluation of Soil Structure Interaction Parameters from Dynamic Response of Embedded Footing*. Proceedigns of 5th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1:Páginas 1269–1277, 1975.
- [77] Petrovski, J.: *Influence of Soil-Structure Interaction Effects on Dynamic Response of Large Panel Prefabricated Buildings*. Proceedings of Second International Conference on Microzonation for Safer Construction - Research and Application, Vol. III:Páginas 1269–1277, 1978.

- [78] Pokrovsky, G. I. e I. S. Fyodorov: *Centrifugal Model Testing in the Construction Industry*. draft translation by UK Building Research Establishment, Vol. I and II, 1975.
- [79] Prevost, J. H. e R. H. Scanlan: *Dynamic Soil-Structure Interaction: Centrifuge Modeling*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2: Páginas 212–221, 1983.
- [80] Quanser: *Quanser Shake Table II User Manual*, document number 632 edição, 2007.
- [81] Rainer, J. H.: *Simplified Analysis of Dynamic Structure-Ground Interaction*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2 (3): Páginas 345–356, 1975.
- [82] Riemer, M. e P. Meymand: *1-g Modelling of Seismic Soil-Pile-Superstructure Interaction in Soft Clay*. Proceedings of the Fourth Caltrans Seismic Research Workshop, 1996.
- [83] Roscoe, K. H.: *Soil and model tests*. Journal of Strain Analysis, Vol. 3: Páginas 57–64, 1968.
- [84] S., Veletsos A. e J. W. Meek: *Dynamic behaviour of building-foundation systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3: Páginas 121–138, 1974.
- [85] Sacalon, R. H.: *Seismic wave effects on soil-structure interaction*. Earthquake E, Vol. 4: Páginas 379–388, September 1976.
- [86] Safak, E.: *On Identification of Soil-Structure Interaction from Recorded Motions of Buildings*. Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 1885–1890, 1992.
- [87] Santos, Jaime Alberto dos: *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção: aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1999.
- [88] Schimidt, R. M.: *Centrifuge Simulation of the JOHNE BOY 500 ton cratering event*. Proceedings of 9th Lunar Planetary Science Conference, páginas 3877–3889, 1978.
- [89] Scott, R. F., J. M. Ting e J. Lee: *Comparison of Centrifuge and Full Scale Dynamic pile Tests*. Proceedings Conference Soil Dynamic Earthquake Engineering, Vol.1: Páginas 299–309, 1982.
- [90] Shinozaki, Y., T. Kobori, I. Nagashima, M. Nakamura e M. Ichikawa: *Soil-Structure Interaction Tests of Five-Story Steel-Frame Building by Servo Hydranlic-Type Vibrator, Part 2 (in Japanese)*. Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 465: Páginas 53–59, 1994.
- [91] Shioya, K. e H. Yamahara: *Study on Filtering Effect of Foundation Slab Based on Observational Records*. Seventh World Conference On Earthquake Engineering, Vol. 5: Páginas 181–188, 1980.

- [92] Shioya, Kiyoto e Hiroshi Yamahara: *Study on Filtering Effect of Foundation Slab based on Observational Records*. World Conf. On Earthquake Eng. (VII), Vol. 5: Páginas 181–188, 1980.
- [93] Silva, Mónica Gisela Monteiro da: *Interacção Solo - Estacas sob Acções Sísmicas*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2000.
- [94] Silva, Mónica Monteiro, Paula Varatojo e João Maranha: *Dimensionamento de Reservatórios Flexíveis para ensaio de Obras Geotécnicas em Simuladores Sísmicos* Ig. 2010.
- [95] Steedman, R. S. e S. P. G. Madabhushi: *Wave Propagation in Sand Medium*. The 4th International Conference on Seismic Zonation, 1991.
- [96] Tang, H. T., Y. K. Tang, J. C. Stepp, I. B. Wall., E. Lin, S. C. Chang e S. K. Lee: *A Large-Scale Soil-Structure Interaction Experiment: Design and Construction*. Nuclear Engineering and Design, Vol. III: Páginas 371–379, 1989.
- [97] Tileylioglu, Salih, Jonattan P. Stewart e Robert L. Nigbor: *Dynamic Stiffness and Damping of a Shallow Foundation from Forced Vibration of a Field Test Structure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137: Páginas 344–353, 2011.
- [98] Todorovska, Maria I.: *Full-Scale experimental studies of soil-structure interaction*. ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 39(3): Páginas 139 – –165, September 2002.
- [99] Todorovska, Maria I.: *Full-Scale experimental studies of soil-structure interaction*. ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 39(3): 139–165, 2002.
- [100] Tohma, J., K. Ohmoto, M. Kurimoto e K. Arri: *Experimental Study on Dynamic Soil-Structure Interaction*. Trans. 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol K(a), Paper K 7/3: Páginas 287–292, 1985.
- [101] Toki, K. e J. Kiyono: *Seismic Analysis of Non-Linear Soil-Structure Interaction System Using a Hybrid Experiment*. Proceedigns of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3: Páginas 1839–1844, 1992.
- [102] Trifunac, M. D.: *Wind and Microtremor Induced Vibrations of a 22-story Steel Frame Building*. Earthquake Engineering Res. Lab., Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California, Resport EERL 70-01, 1970a.
- [103] Trifunac, M. D.: *Ambient Vibration Test of a 39-story Steel Frame Building*. Earthquake Engineering Res. Lab., Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California, Report EERL 70-01, 1970b.
- [104] Trifunac, M. D.: *Interaction of Shear Wall with the Soil for Incident Plane SH Waves*. Bulletin of Seismic Society American, Vol. 62: Páginas 63–83, 1972a.

- [105] Trott, J. J., R. N. Taylor e I. F. Symons: *Tests to Validate Centrifuge Modelling of Flexible Pipes*. Proceedings, Symposium on Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, páginas 233–251, 1984.
- [106] Tukuzi, M., O. Inada, M. Yamaguchi, K. Yahata, Y. Naito e E. Kitamura: *Field Testing and Analysis of Dynamic Loaded Pile Group*. Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol.3:Páginas 1787–1790, 1992.
- [107] Uchiyama, S., Y. Suzuki e T. Konno: *Dynamic Tests of Concrete Block on Gravel Deposits*. Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3:Páginas 1859–1864, 1992.
- [108] Urao, K., K. Masuda, E. Kitamura, F. Sasaki, K. Ueno, Y. Miyamoto e T. Mori: *Forced Vibration Test and its Analytical Study for Embedded Foundation Supported by Pile Group*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. III:Páginas 673–678, 1988.
- [109] Vucetic, Mladen: *Cyclic Threshold Shear Strains in Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, 120:Páginas 2208–2228, 1994.
- [110] Weissman, K. e J. H. Prevost: *Dynamic Soil-Structure Interaction: Centrifuge Modeling*. Relatório Técnico, The National Science Foundation, Princeton University, 1987.
- [111] Weissman, K. e J. H. Prevost: *Centrifugal Modelling of Dynamic Soil-Structure Interaction*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18:1145–1161, 1989.
- [112] Whitley, J. R., J. R. Morgan, W. J. Hall e N. M. Newmark: *Base Response Arising from Free-Field Motion*. Trans. 4th Instructional Conference of Structural Mechanics in Reactor Technology, K2/15:Páginas 1–10, 1977.
- [113] Yahata, K., Y. Naito, K. Urao, T. Nakayama, O. Inada, F. Mori e M. Tukuzi: *Full Scale Vibration Test on Pile-Structure and Analysis*. Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3:Páginas 1781–1786, 1992.
- [114] Zelikson, A., P. Leguay e C. Pascal: *Centrifuge Model Comparison of Pile and Raft Foundations subject to Earthquakes*. Proceedings Conference Soil Dynamic Earthquake Engineering, Vol. 1:Páginas 283–297, 1982.
- [115] Zeng, X. e A. N. Schofield: *Design and Performance of an Equivalent-Shear-Beam Container for Earthquake Centrifuge Modelling*. Geotechnique, Vol. 46:Páginas 83–102, 1996.

Apêndice A

Ilustração de pormenores das várias configurações experimentais

Anexo dedicado à apresentação de pormenores e configurações dos modelos estudados.

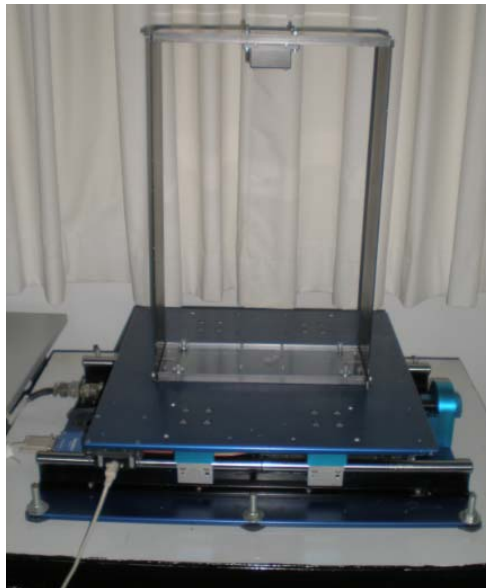
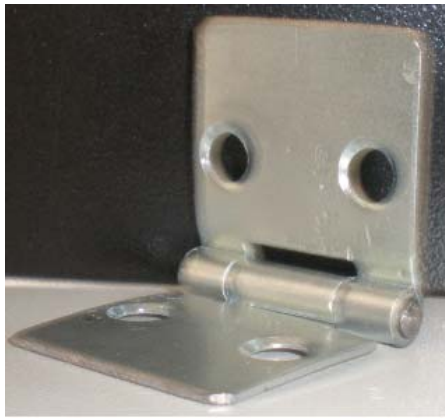


Figura A.1: Vista sobre o modelo estrutural instalado na mesa sísmica - configuração E.



(a) Vista sobre a dobradiça instalada no acrílico.



(b) Dobradiça colocada numa das extremidades da placa de acrílico.

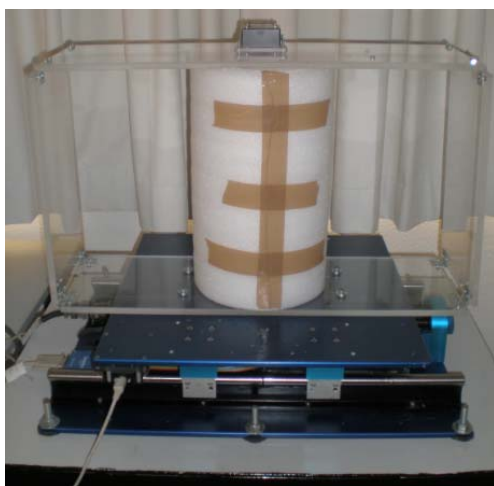
Figura A.2: Tipo de dobradiças utilizadas.



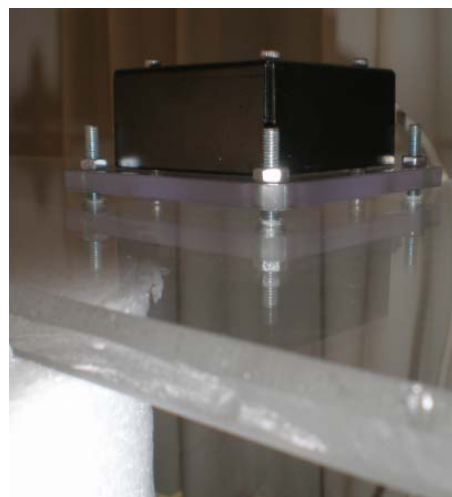
Figura A.3: Eixo das dobradiças alinhado num dos cantos do mecanismo.



Figura A.4: Vista sobre o mecanismo, montado com recurso a painéis de acrílico interligados por dobradiças metálicas.



(a) Posicionamento do modelo de solo na mesa sísmica.



(b) Pormenor do acelerómetro instalado no topo do modelo de solo.

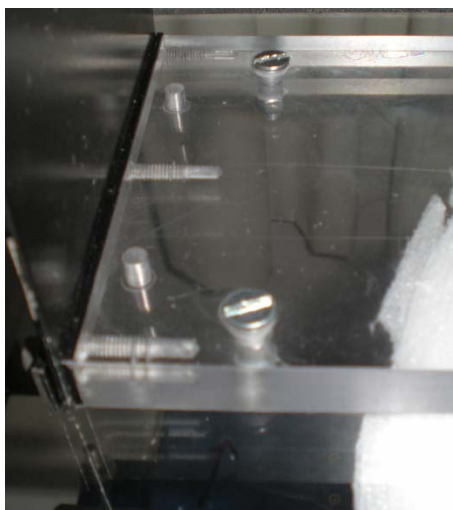
Figura A.5: Instalação do modelo físico de solo na plataforma da mesa sísmica.



(a) Modelo físico solo-estrutura.



(b) Pormenor do apoio da estrutura sobre o modelo de solo, sem os parafusos.

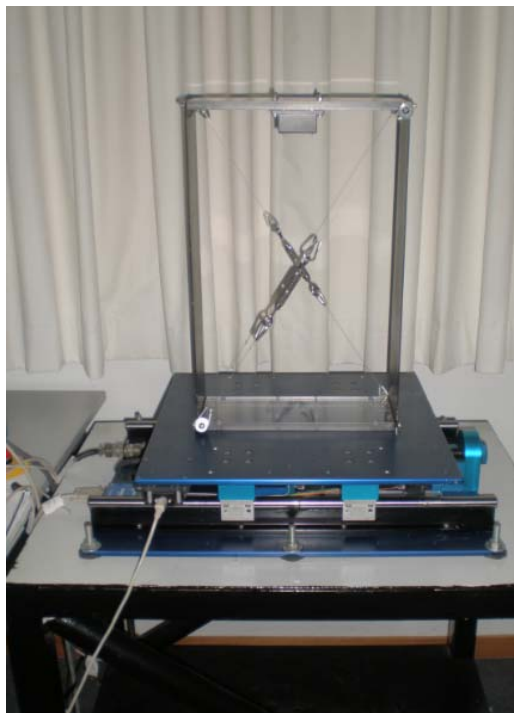


(c) Vista superior sobre os parafusos que estabelecem a ligação rígida entre o modelo de solo e da estrutura.

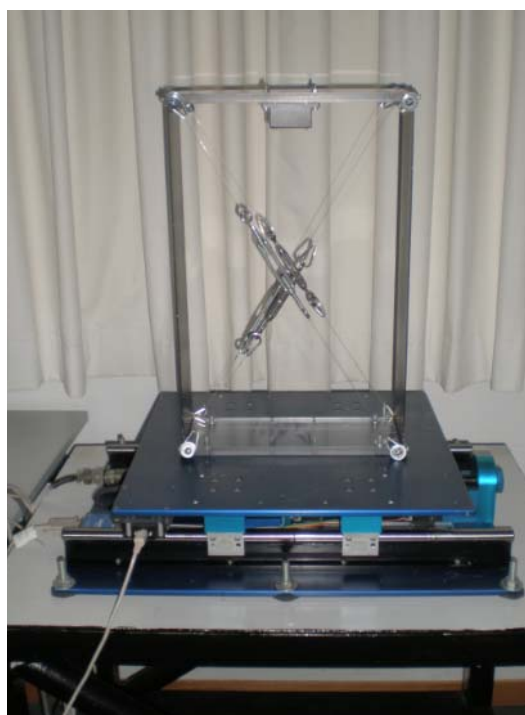


(d) Vista inferior dos parafusos que estabelecem a ligação rígida entre o modelo de solo e da estrutura.

Figura A.6: Pormenores da configuração ES1.



(a) Vista frontal do modelo estrutural com 2 cabos de contraventamento.

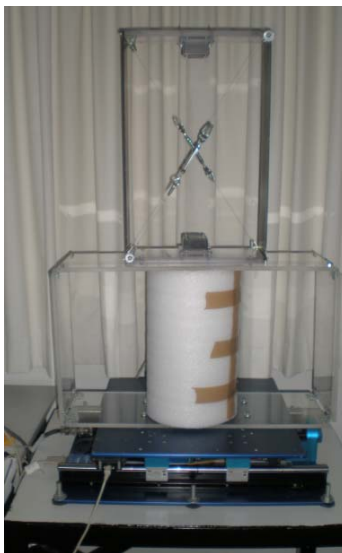


(b) Vista frontal do modelo estrutural com 4 cabos de contraventamento.

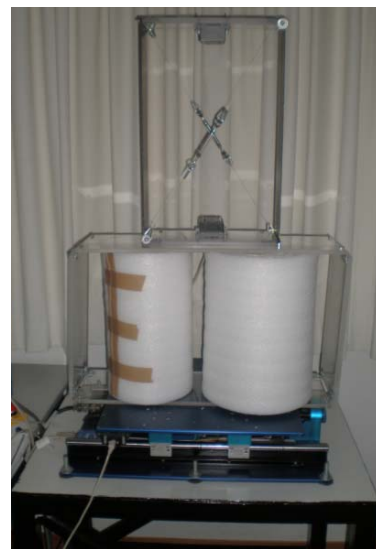
Figura A.7: Modelo do pórtico com cabos de contraventamento.



Figura A.8: Configuração S2 - com dois cilindros de espuma no interior do mecanismo.

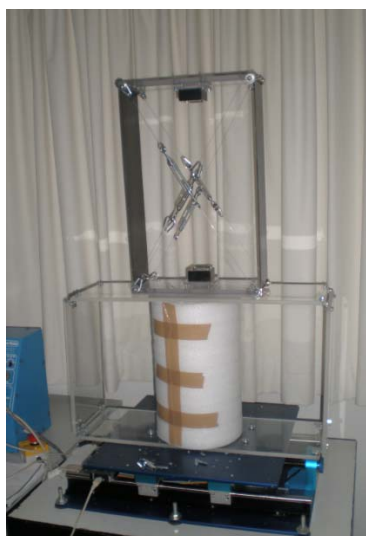


(a) Configuração E2S1



(b) Configuração E2S2

Figura A.9: Configuração que resulta da ligação entre o portico contaventado com 2 cabos apoiados nos modelos de solo.



(a) Configuração E4S1.



(b) Configuração E4S2.

Figura A.10: Configuração resultante da ligação entre o pórtico contaventado com 4 cabos apoiados nos modelos de solo.

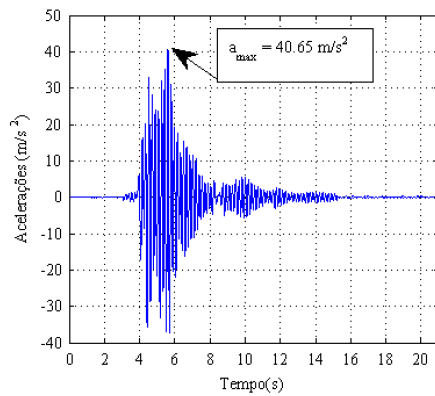


Figura A.11: Modelo de solo com dois cilindros de espuma de polietileno - Configuração ES2.

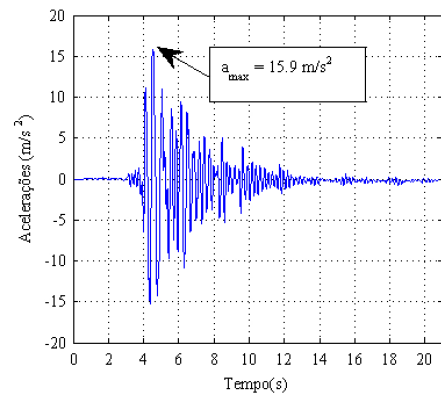
Apêndice B

Registo de Acelerações

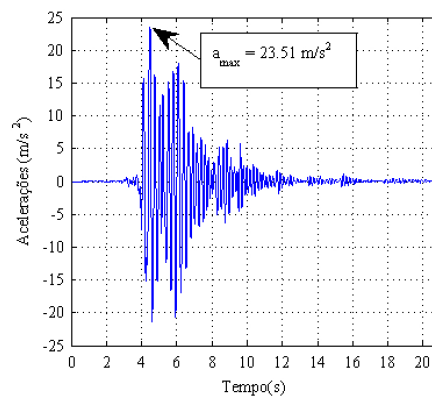
Neste anexo apresentam-se os gráficos das acelerações absolutas e relativas respeitante a cada configuração experimentada pelo sismo Kobe e Northridge.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E.

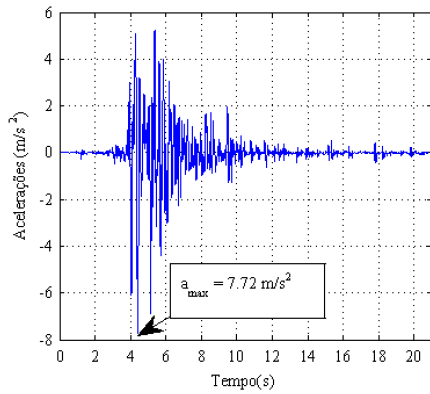


(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES1.

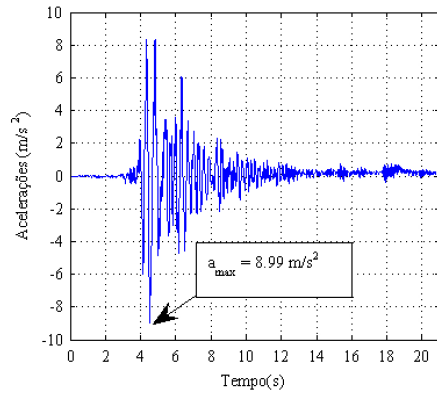


(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES2.

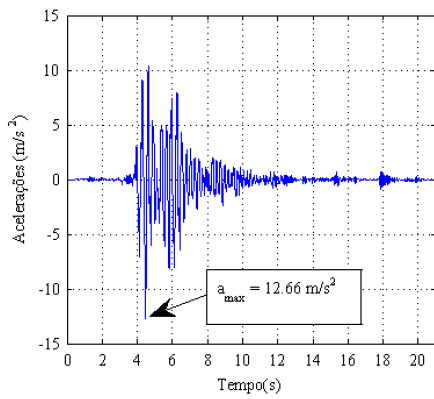
Figura B.1: Acelerações relativas das configurações E, ES1 e ES2 - sismo de Kobe.



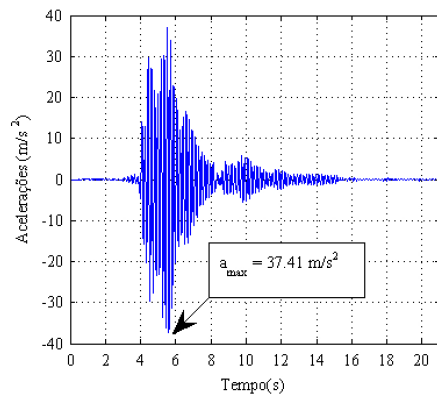
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Kobe.



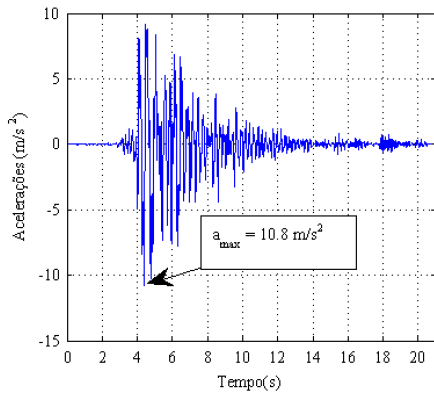
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração ES1.



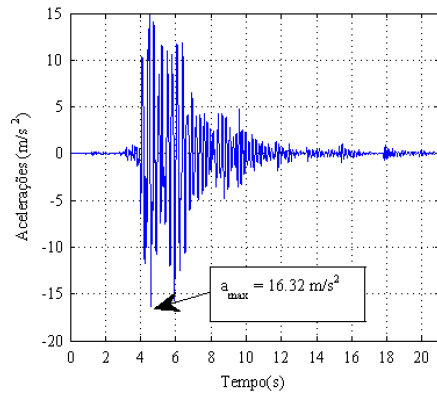
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração ES2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E.

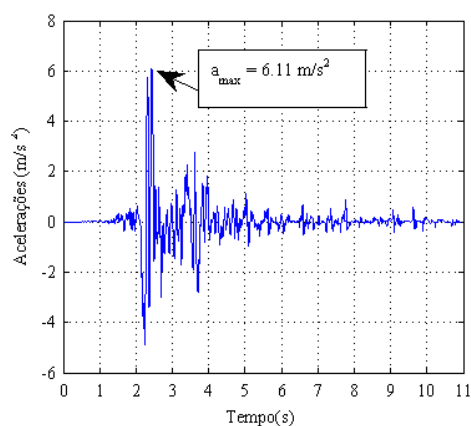


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES1.

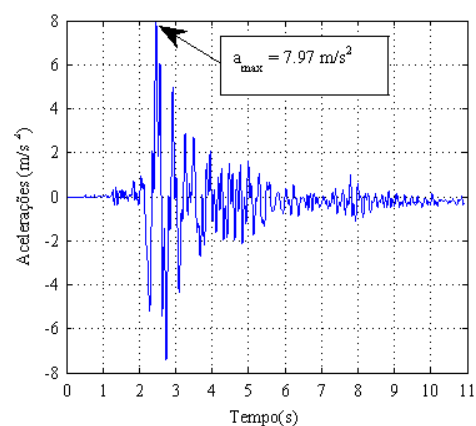


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES2.

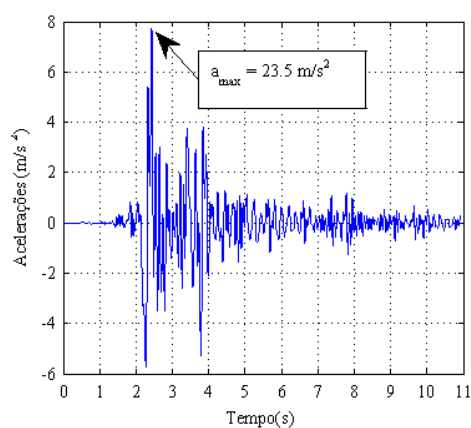
Figura B.2: Acelerações absolutas das configurações E, ES1, ES2, devido ao sismo de Kobe.



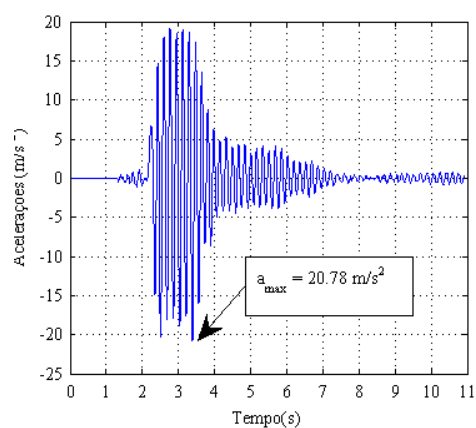
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Northridge.



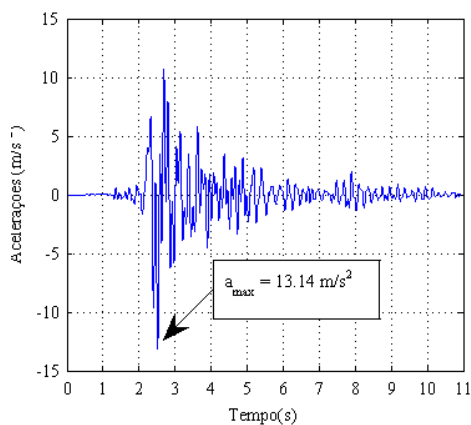
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração ES1.



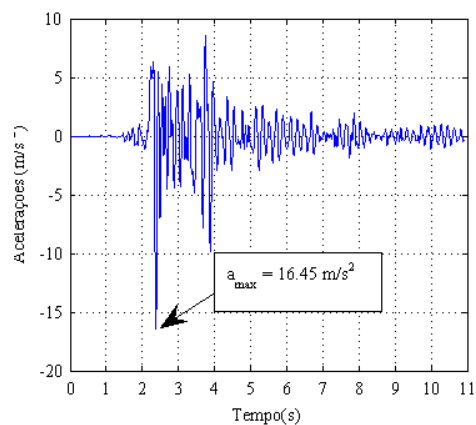
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração ES2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E.

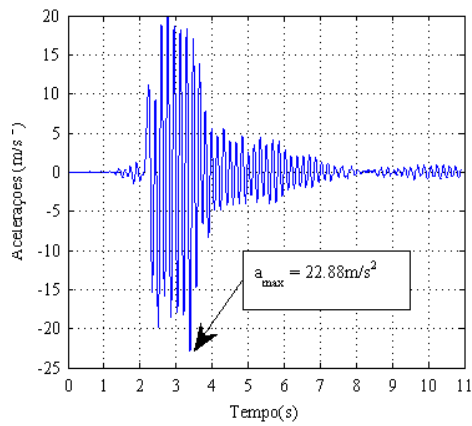


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES1.

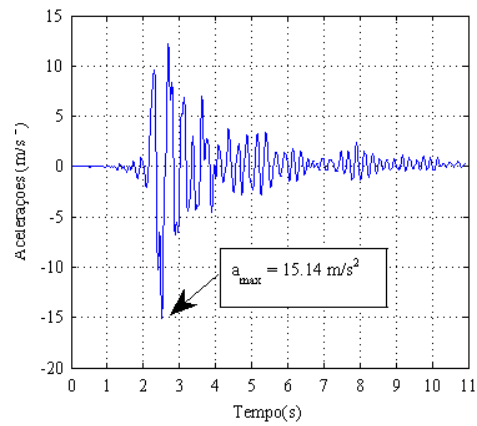


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES2.

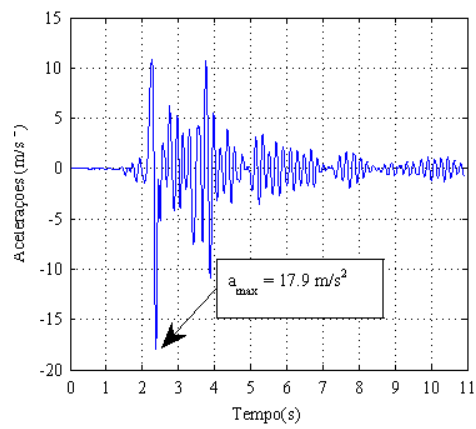
Figura B.3: Acelerações absolutas das configurações E, ES1, ES2, devido ao sismo de Northridge.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E.

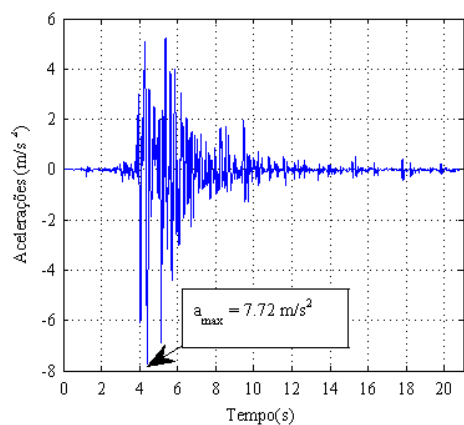


(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES1.

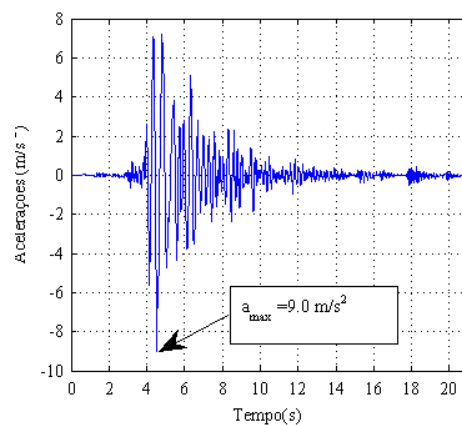


(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração ES2.

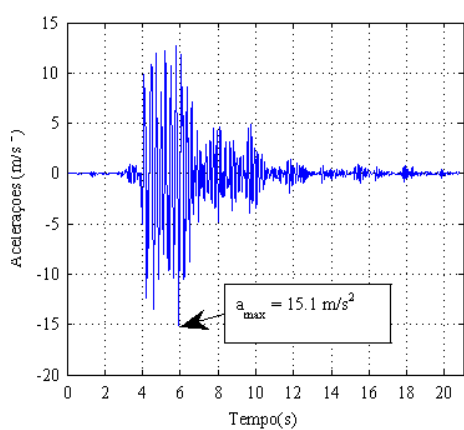
Figura B.4: Acelerações relativas das configurações E, ES1 e ES2 - sismo de Northridge.



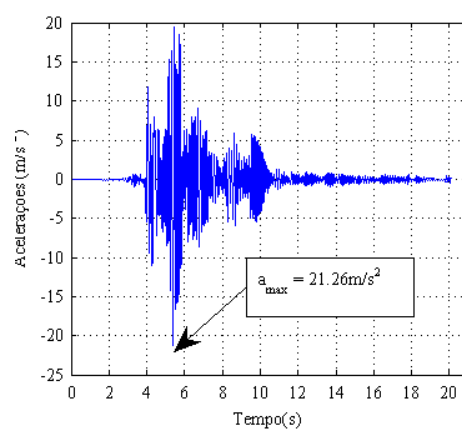
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Kobe.



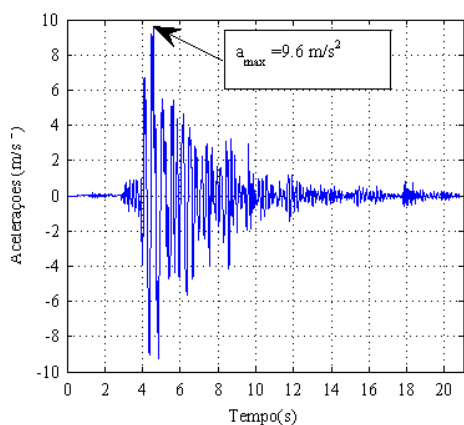
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração E2S1.



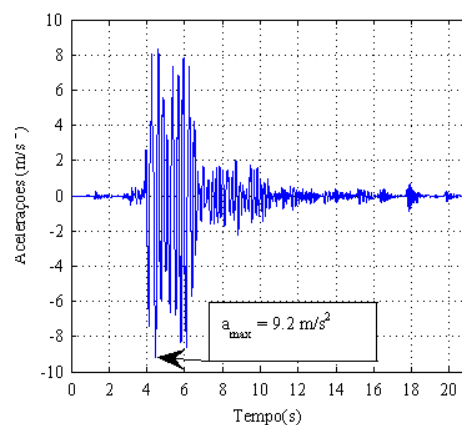
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração E2S2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2.

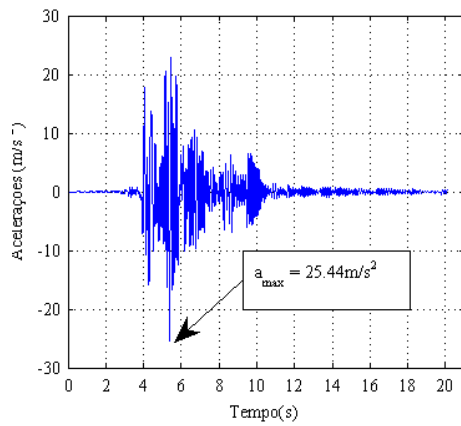


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S1.

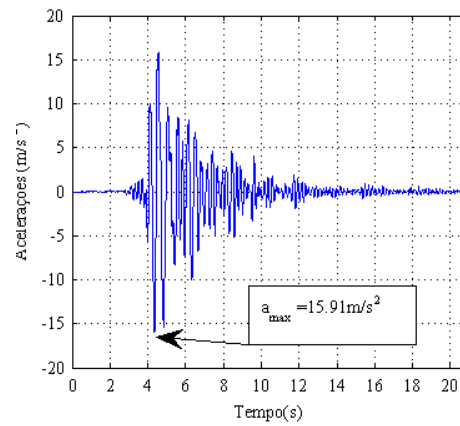


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S2.

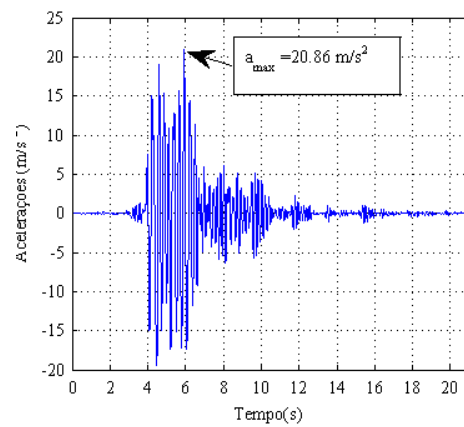
Figura B.5: Acelerações absolutas das configurações E2, E2S1, E2S2, devido ao sismo de Kobe.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2.

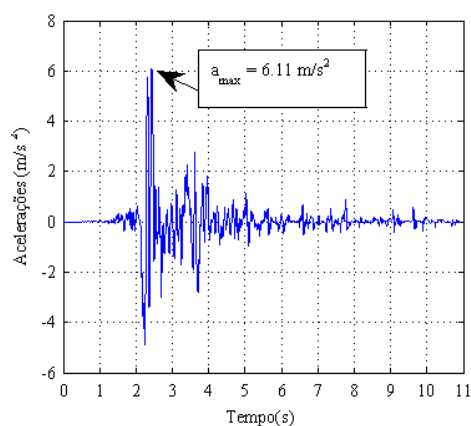


(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S1.

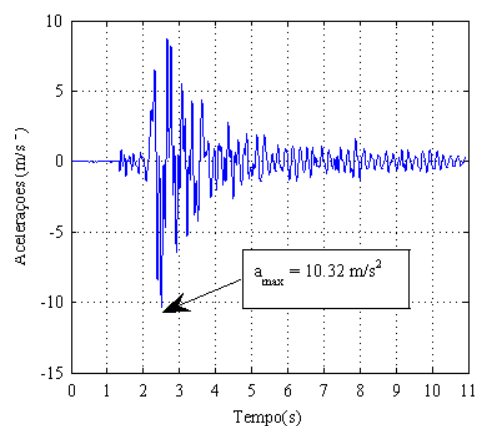


(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S2.

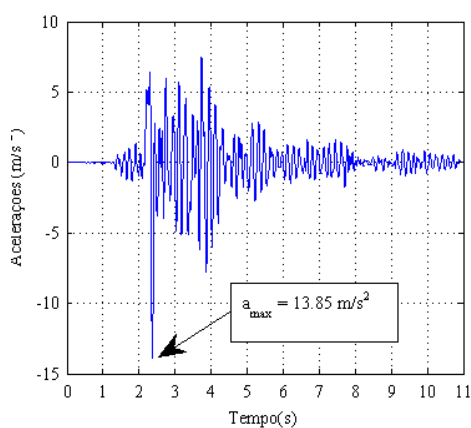
Figura B.6: Acelerações relativas das configurações E2, E2S1 e E2S2 - sismo de Kobe.



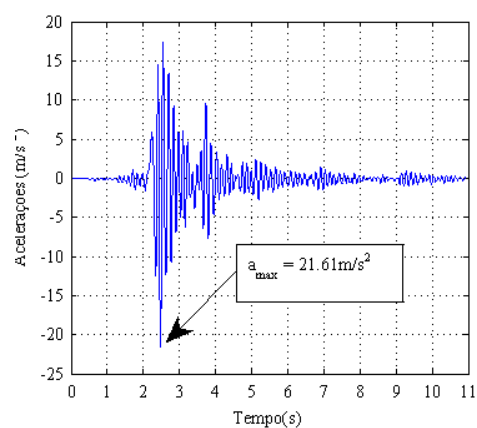
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Northridge.



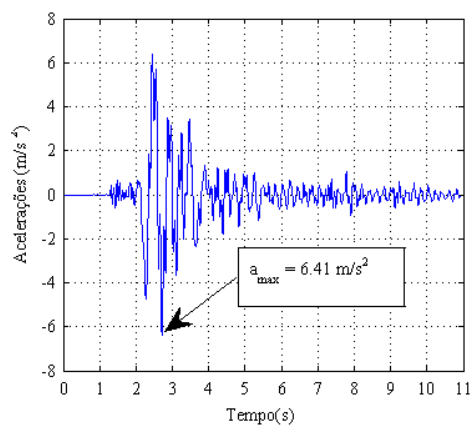
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração E2S1.



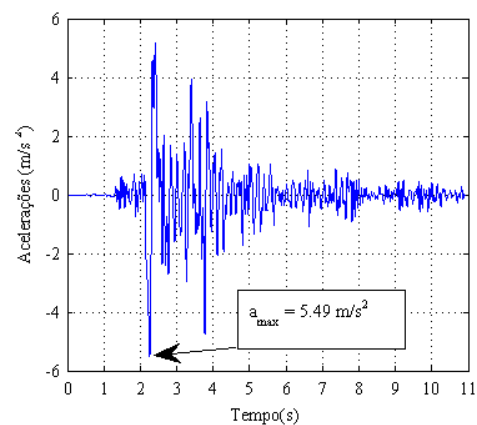
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração E2S2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2.

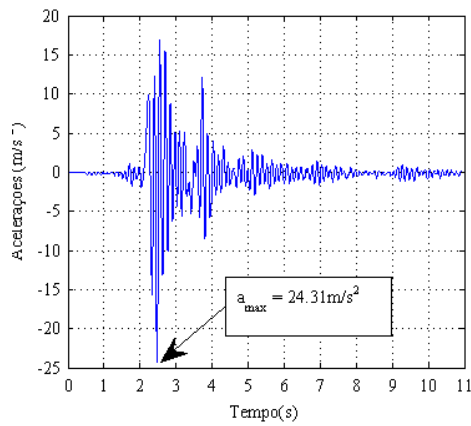


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S1.

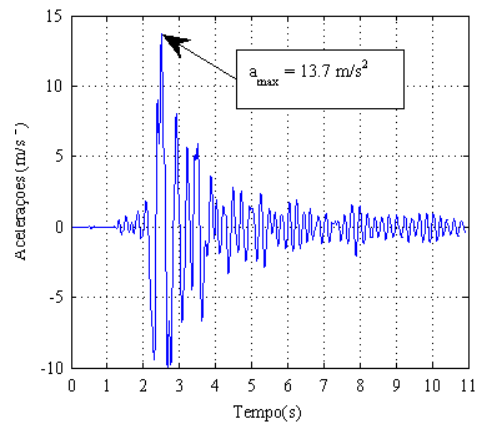


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S2.

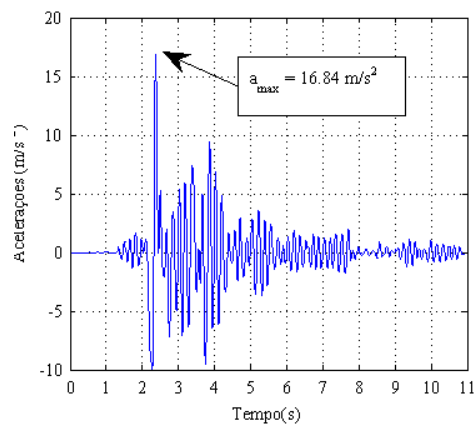
Figura B.7: Acelerações absolutas das configurações E2, E2S1, E2S2, devido ao sismo de Northridge.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2.

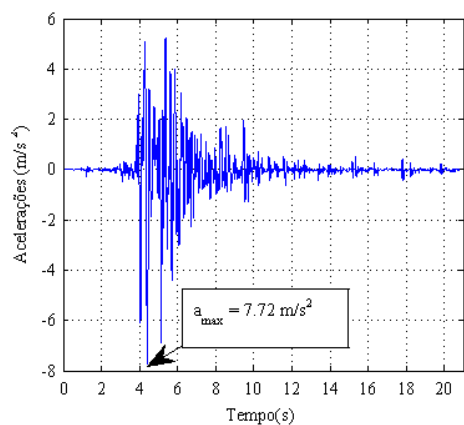


(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S1.

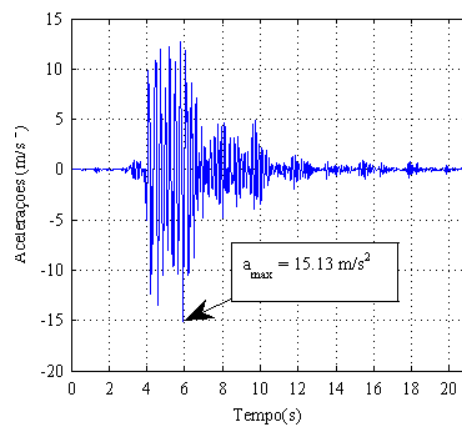


(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S2.

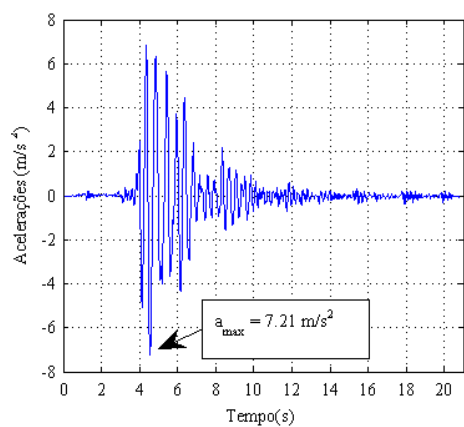
Figura B.8: Acelerações relativas das configurações E2, E2S1 e E2S2 - sismo de Northridge.



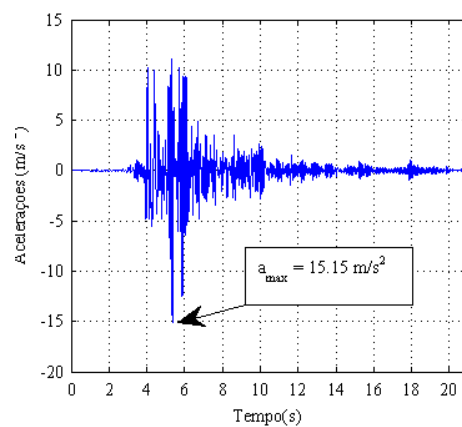
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Kobe.



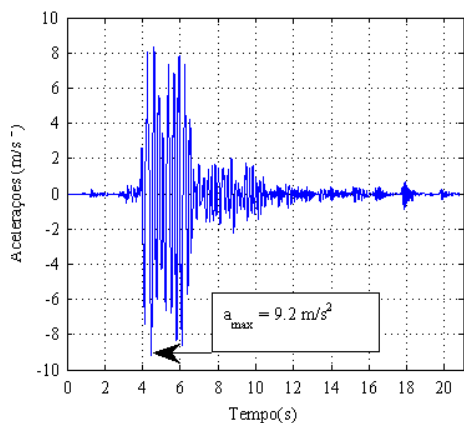
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração E4S1.



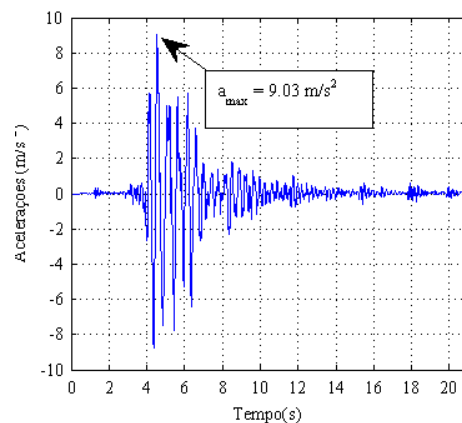
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração E4S2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4.

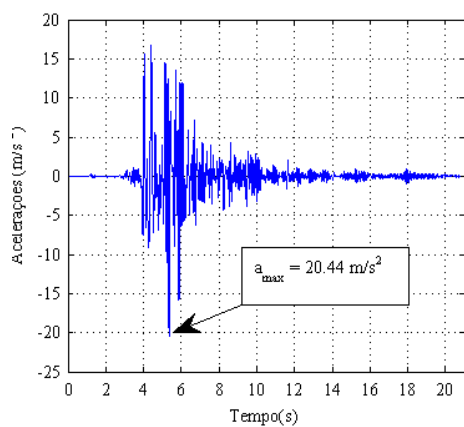


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S1.

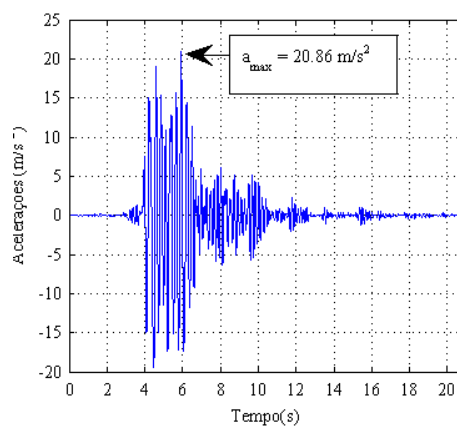


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S2.

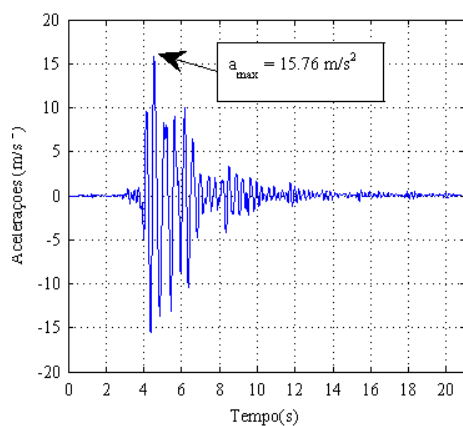
Figura B.9: Acelerações absolutas das configurações E4, E4S1, E4S2, devido ao sismo de Kobe.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4.

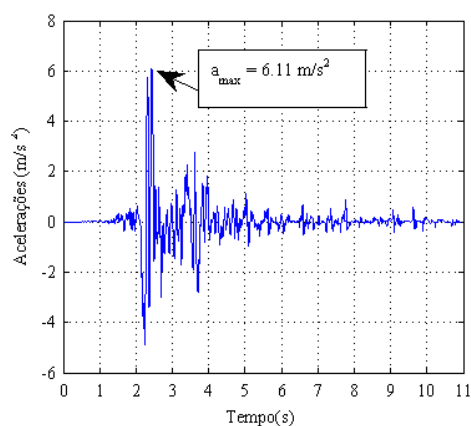


(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S1.

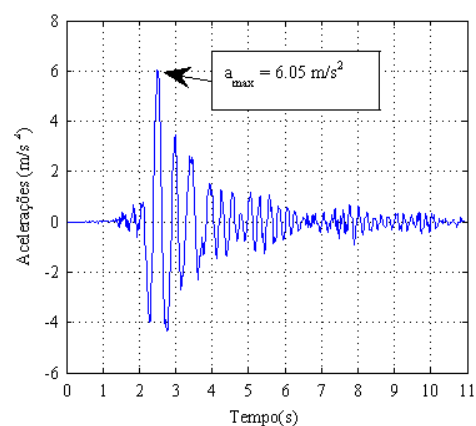


(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S2.

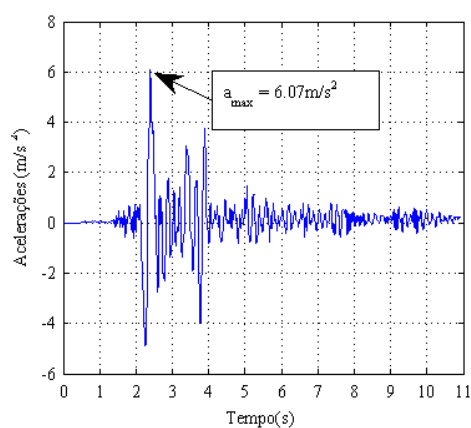
Figura B.10: Acelerações relativas das configurações E4, E4S1 e E4S2 - sismo de Kobe.



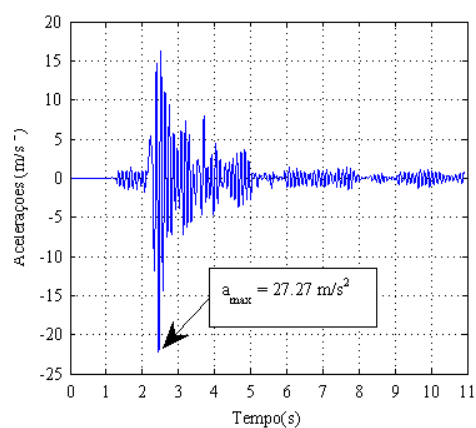
(a) Acelerações da mesa sísmica devido ao sismo de Northridge.



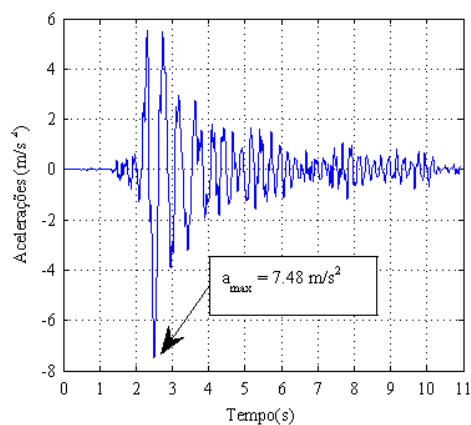
(b) Acelerações na superfície do solo - configuração E4S1.



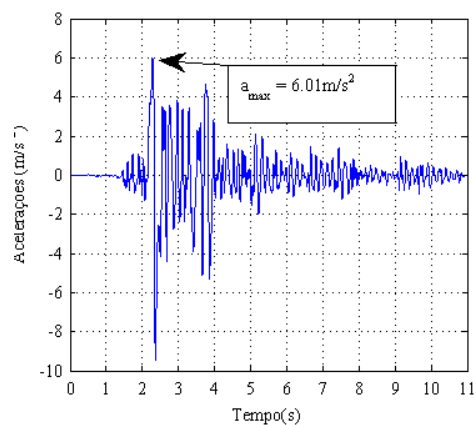
(c) Acelerações na superfície do solo - configuração E4S2.



(d) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4.

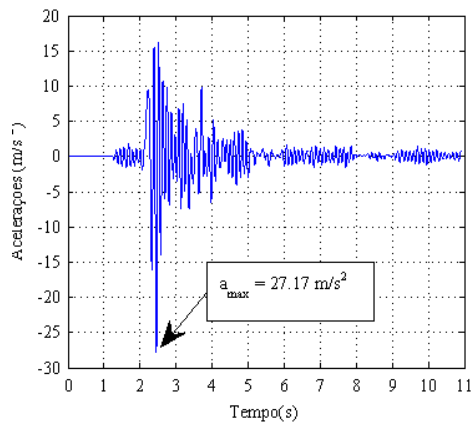


(e) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S1.

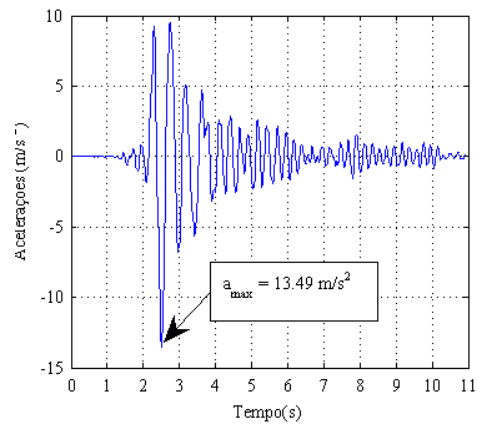


(f) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E4S2.

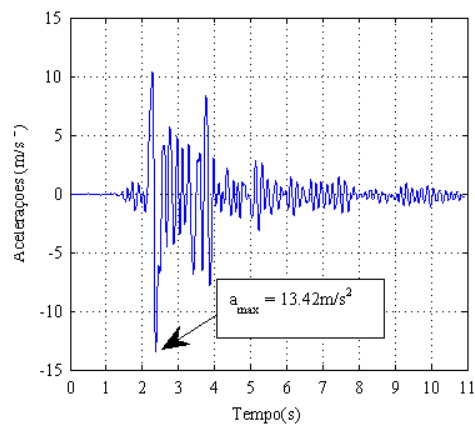
Figura B.11: Acelerações absolutas das configurações E4, E4S1, E4S2, devido ao sismo de Northridge.



(a) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2.



(b) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S1.



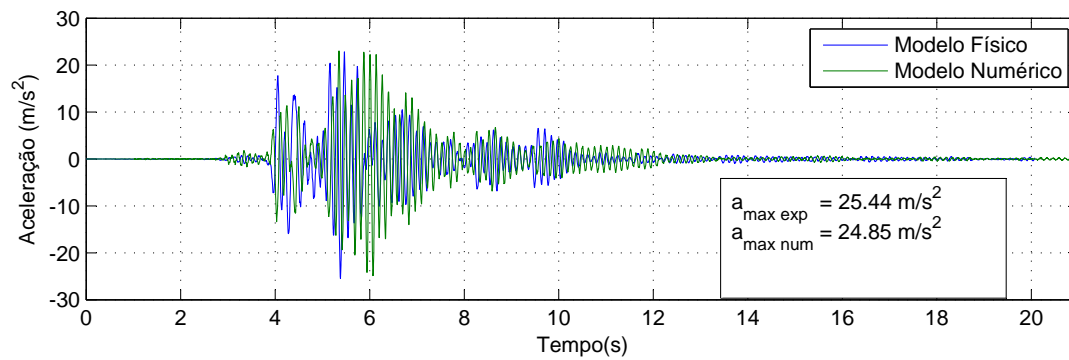
(c) Acelerações no topo do 1º Piso da configuração E2S2.

Figura B.12: Acelerações relativas das configurações E4, E4S1 e E4S2 - sismo de Northridge.

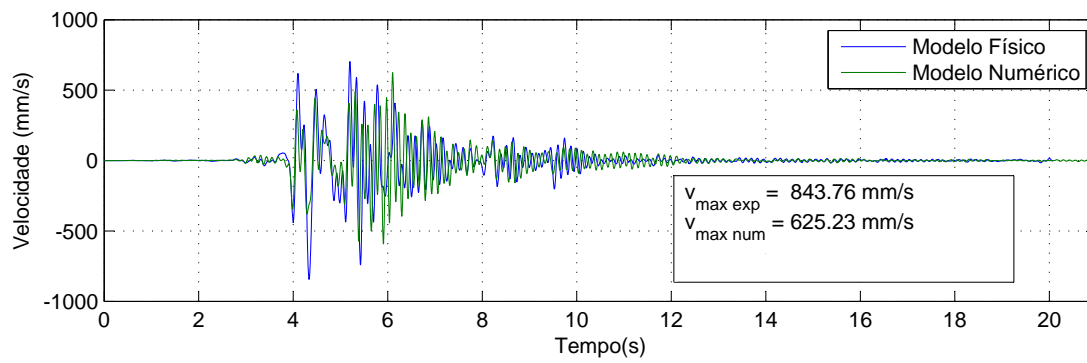
Apêndice C

Dados de comparação entre análise numérica e experimental

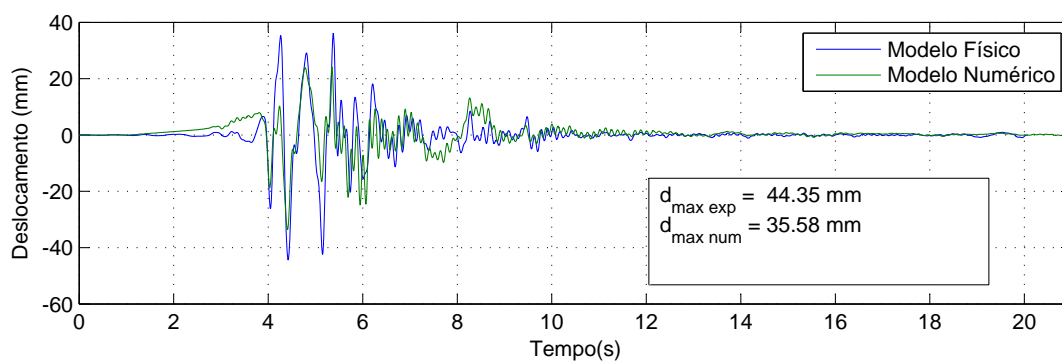
Neste anexo apresentam-se os restantes gráficos de acelerações, velocidades e deslocamentos de comparação da análise numérica com a análise experimental.



(a) Registro de acelerações.

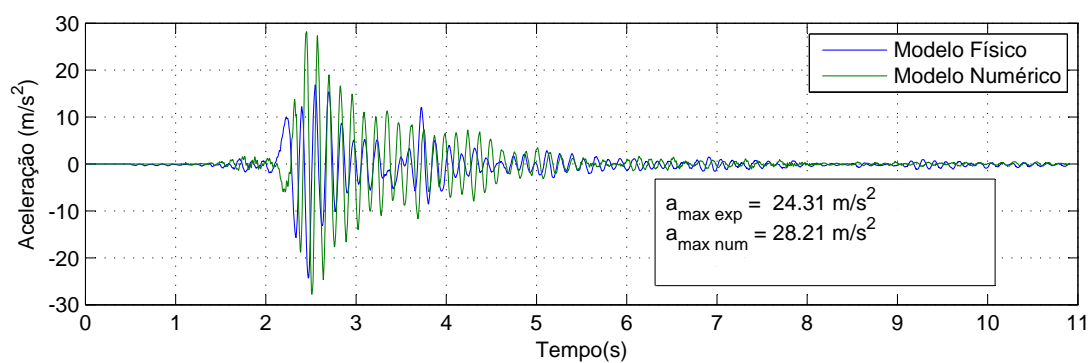


(b) Registro de velocidades.

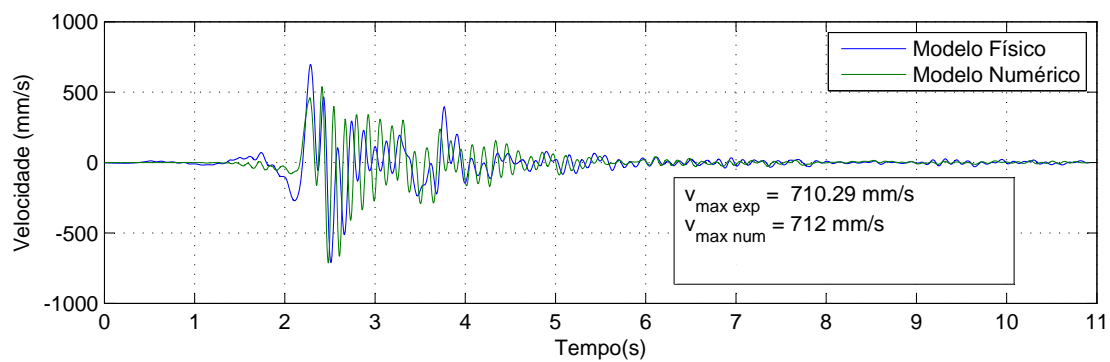


(c) Registro de deslocamentos.

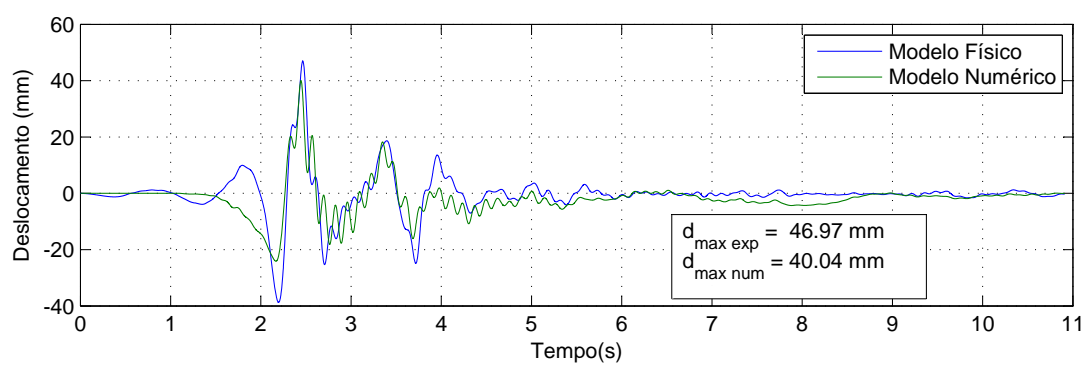
Figura C.1: Respostas da configuração E2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registo de acelerações.

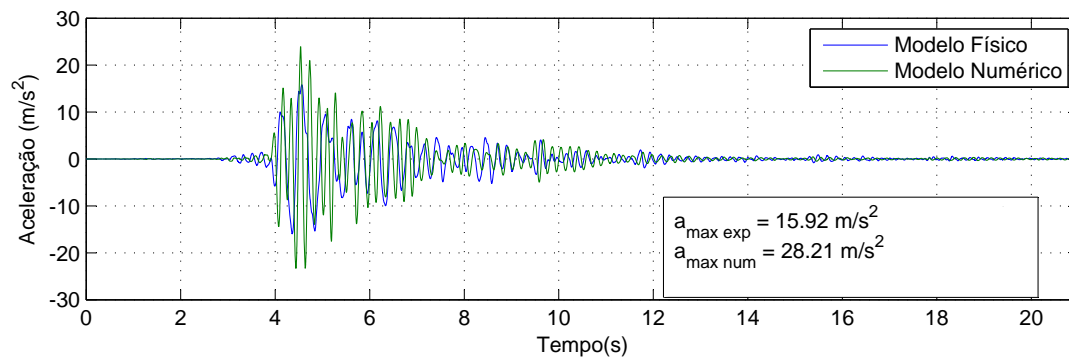


(b) Registo de velocidades.

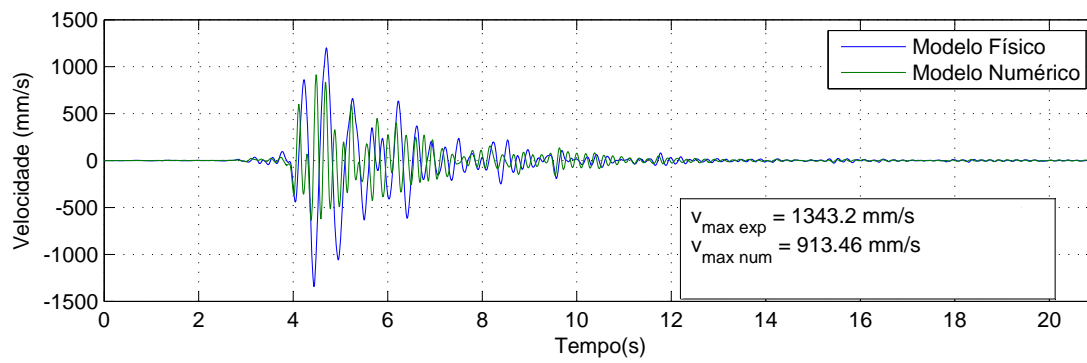


(c) Registo de deslocamentos.

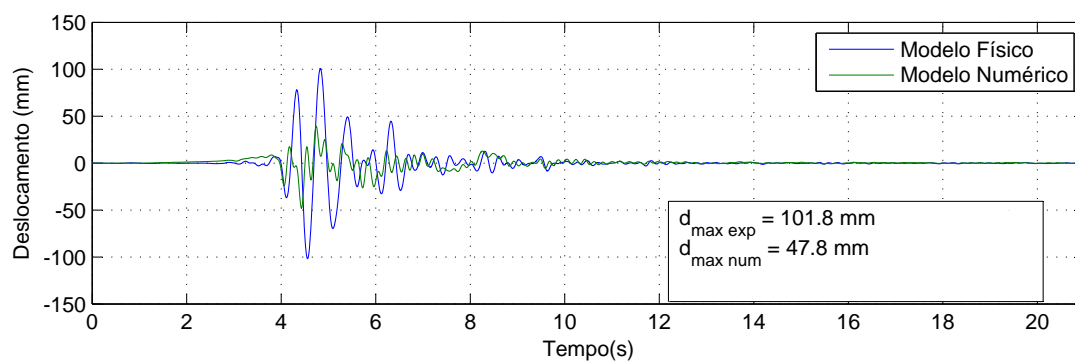
Figura C.2: Respostas da configuração E2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.



(a) Registro de acelerações.

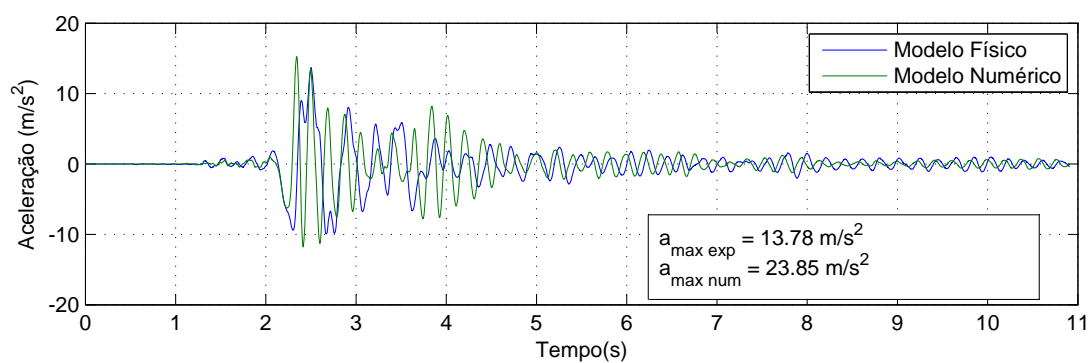


(b) Registro de velocidades.

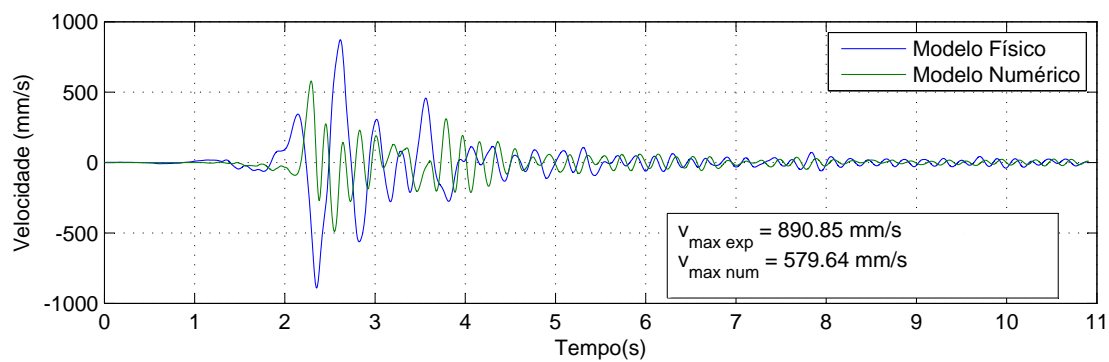


(c) Registro de deslocamentos.

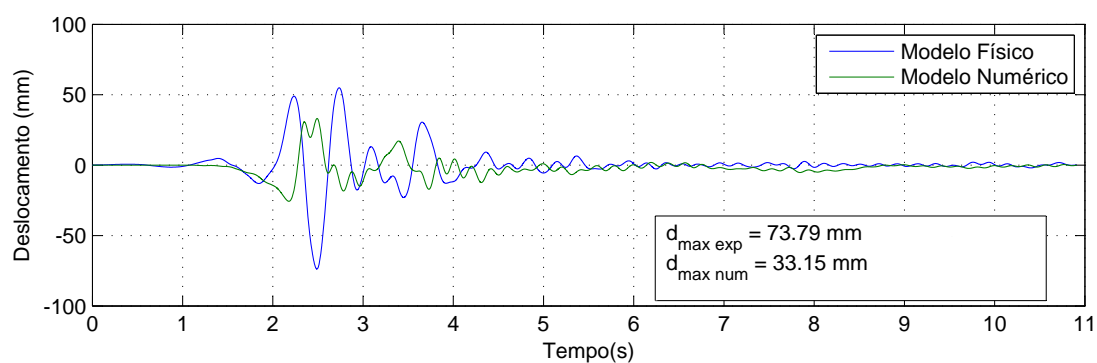
Figura C.3: Respostas da configuração E2S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registro de acelerações.

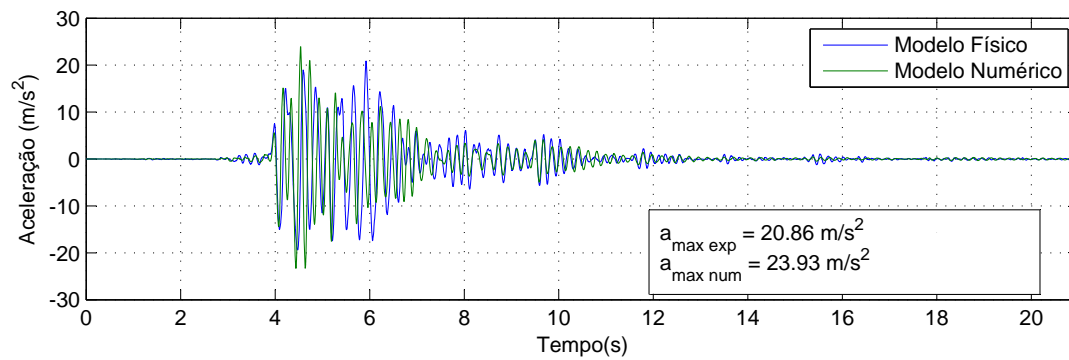


(b) Registro de velocidades.

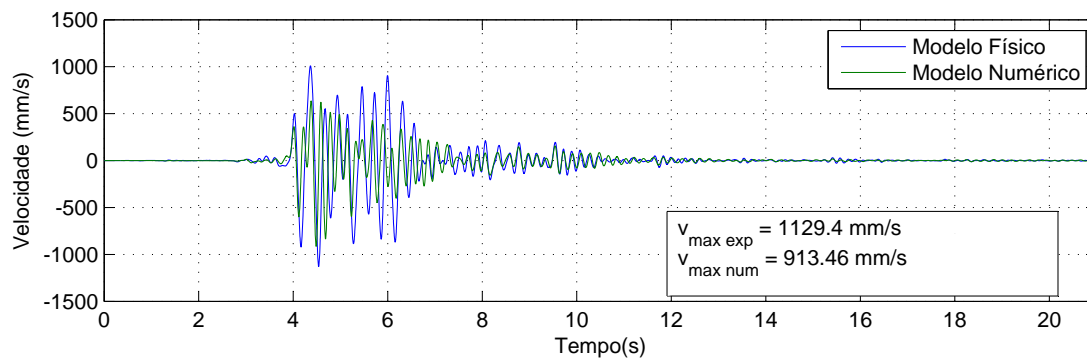


(c) Registro de deslocamentos.

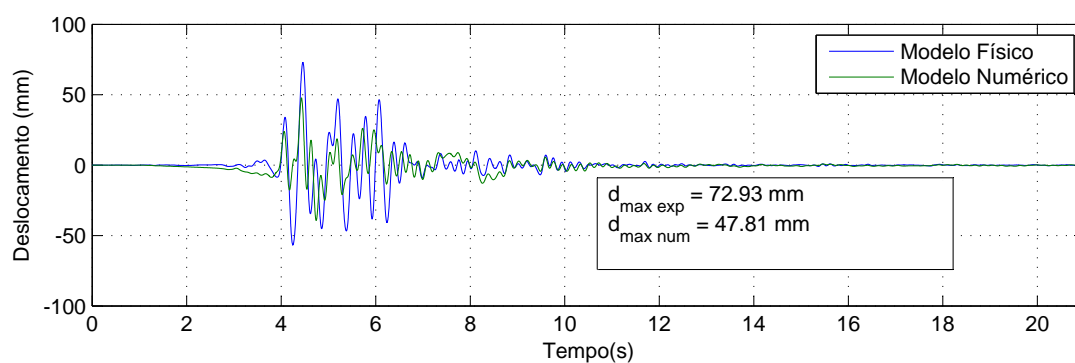
Figura C.4: Respostas da configuração E2S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.



(a) Registro de acelerações.

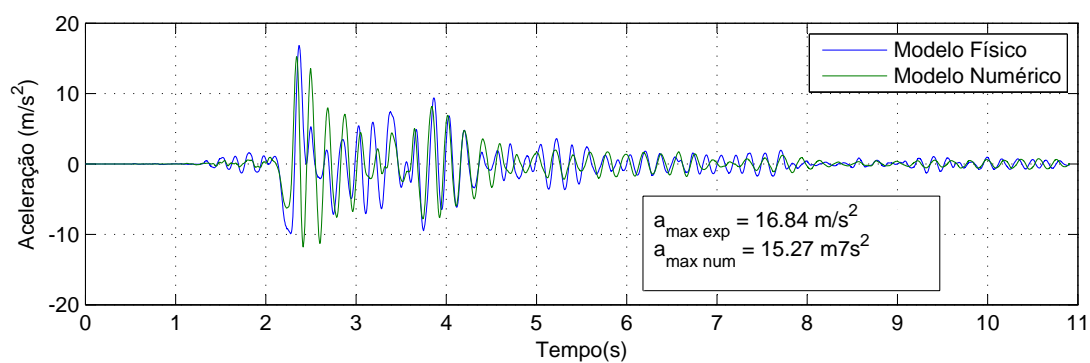


(b) Registro de velocidades.

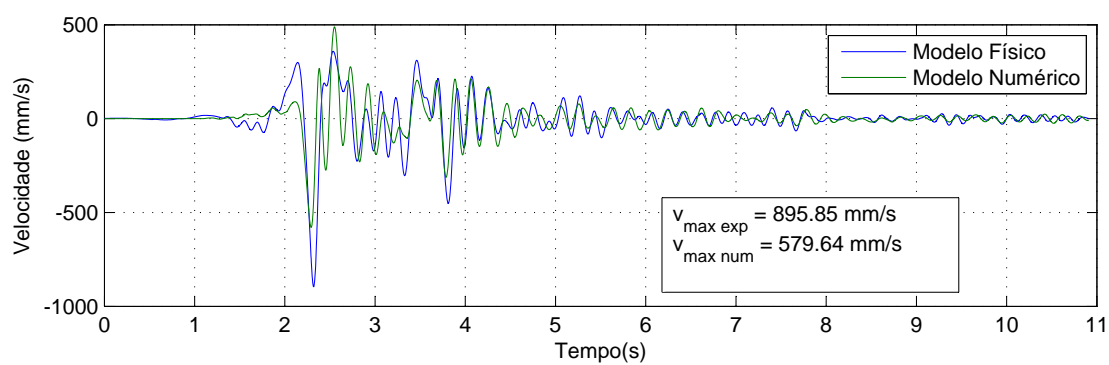


(c) Registro de deslocamentos.

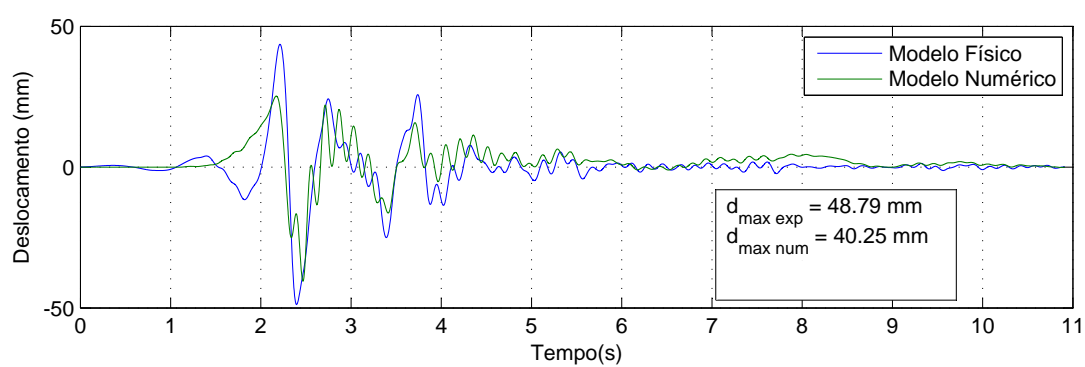
Figura C.5: Respostas da configuração E2S2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registo de acelerações.

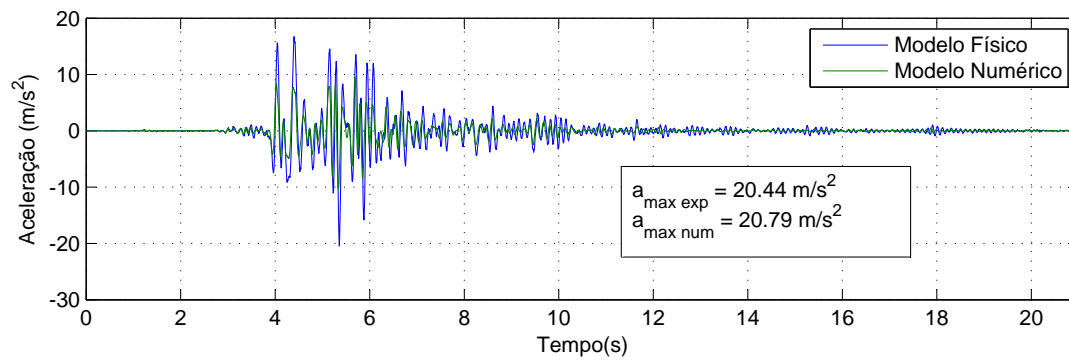


(b) Registo de velocidades.

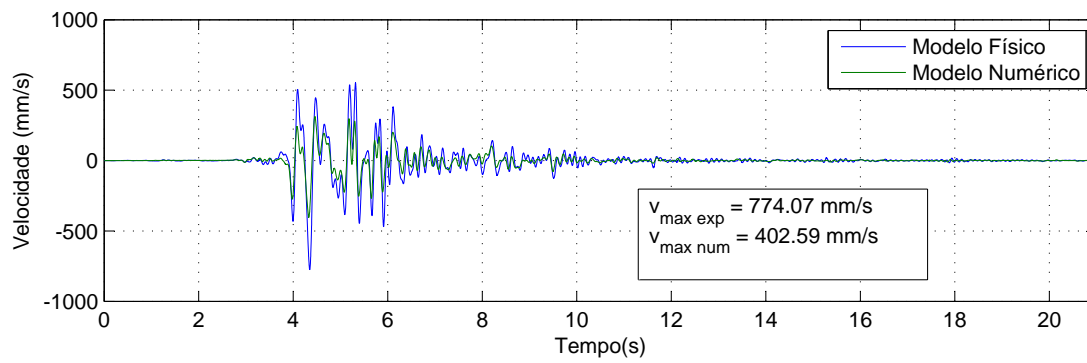


(c) Registo de deslocamentos.

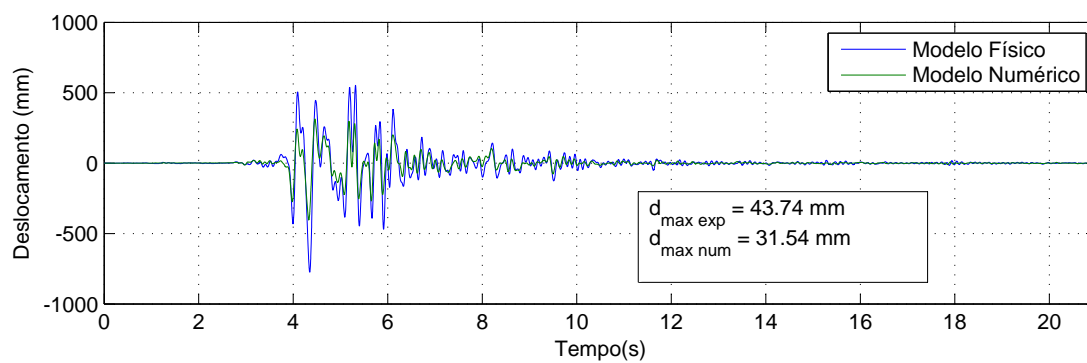
Figura C.6: Respostas da configuração E2S2 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.



(a) Registro de acelerações.

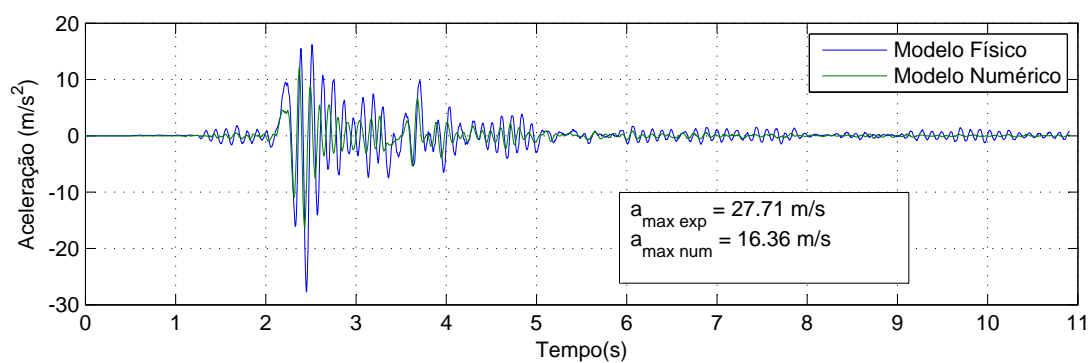


(b) Registro de velocidades.

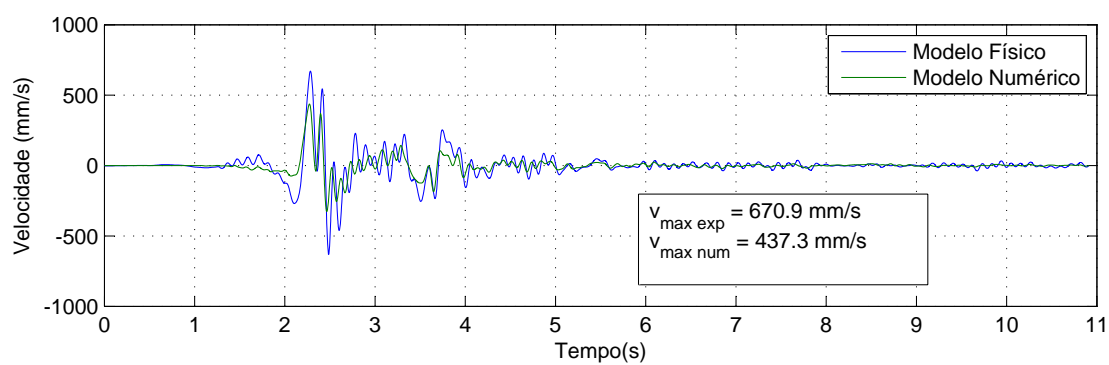


(c) Registro de deslocamentos.

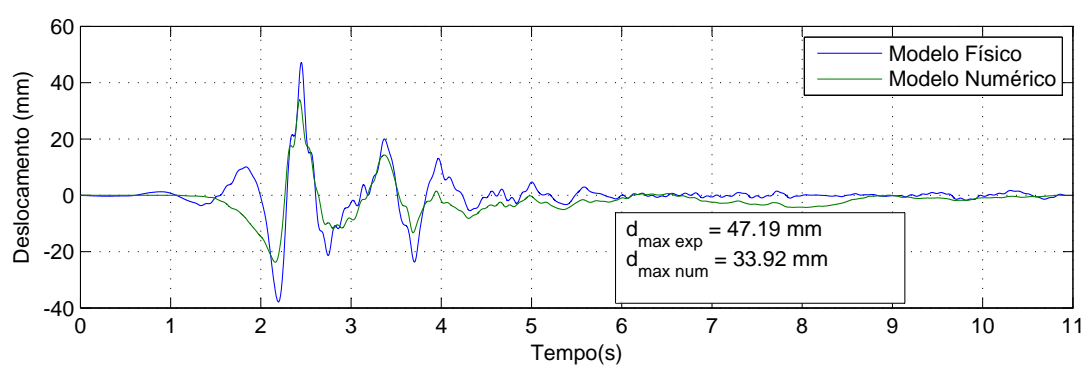
Figura C.7: Respostas da configuração E4 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registo de acelerações.

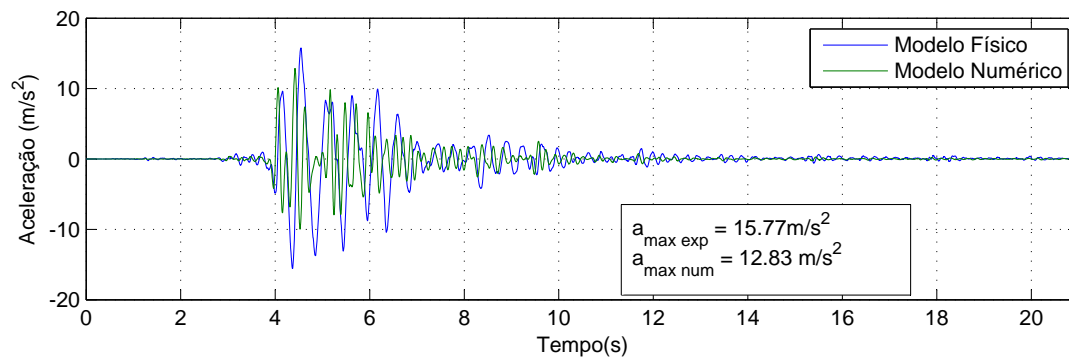


(b) Registo de velocidades.

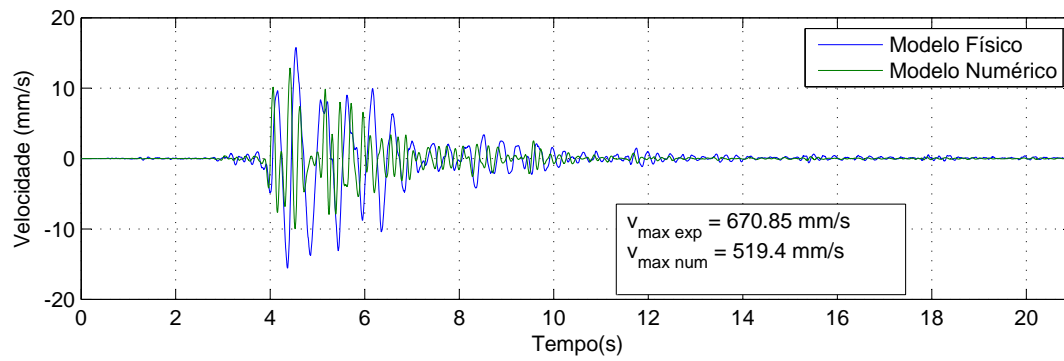


(c) Registo de deslocamentos.

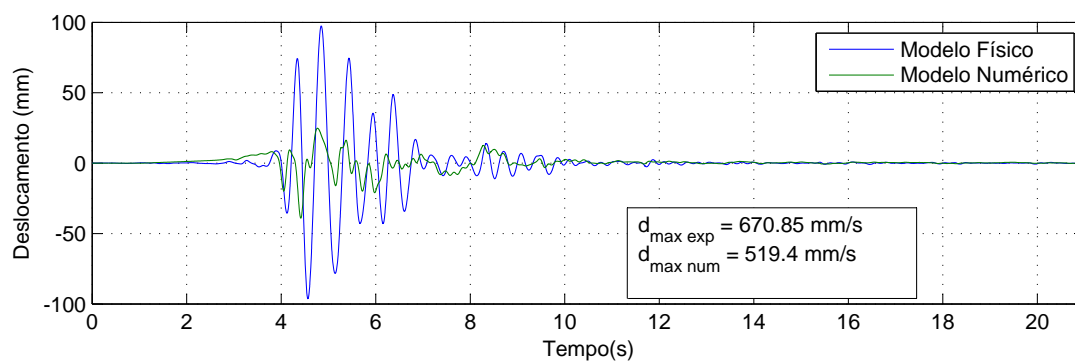
Figura C.8: Respostas da configuração E4 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.



(a) Registro de acelerações.

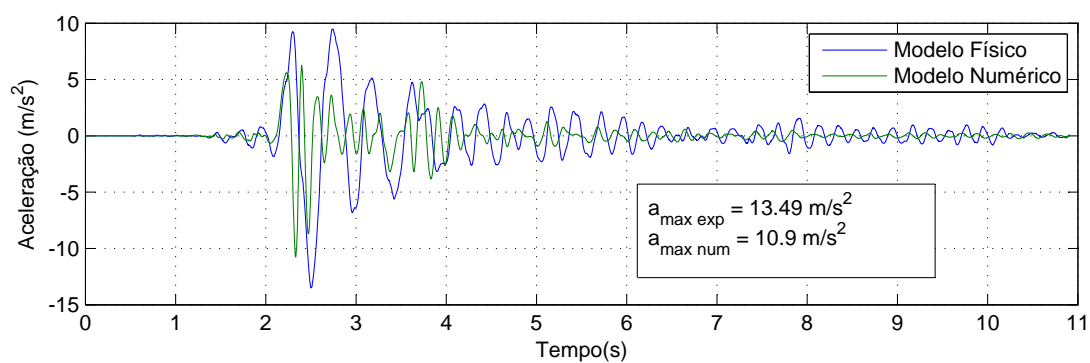


(b) Registro de velocidades.

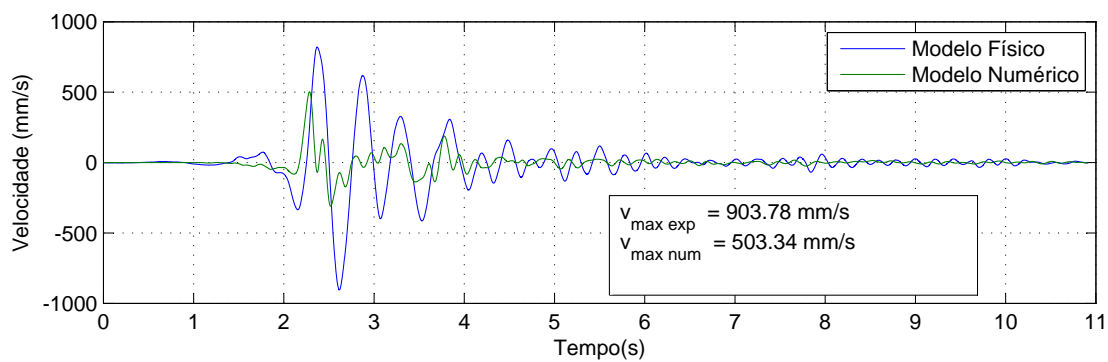


(c) Registro de deslocamentos.

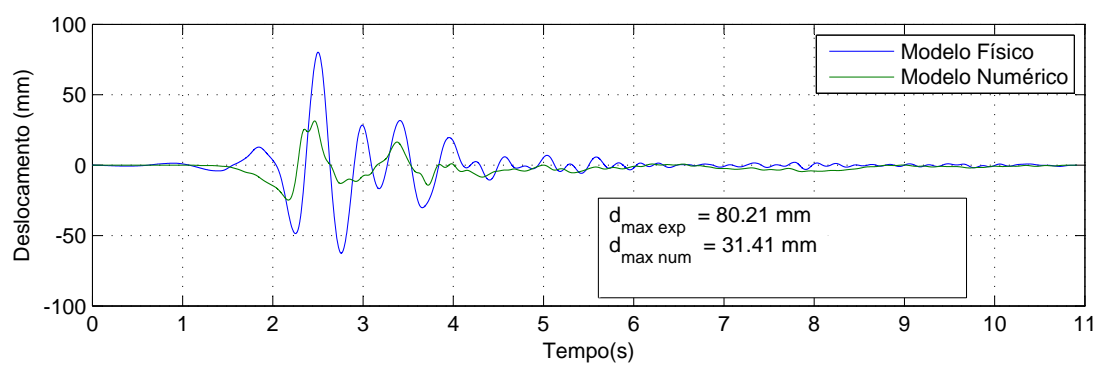
Figura C.9: Respostas da configuração E4S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Kobe.



(a) Registo de acelerações.



(b) Registo de velocidades.



(c) Registo de deslocamentos.

Figura C.10: Respostas da configuração E4S1 por via experimental e numérica quando excitado pelo sismo de Northridge.